Republic of Ecuador

☞ EDICT OF GOVERNMENT ☜

In order to promote public education and public safety, equal justice for all, a better informed citizenry, the rule of law, world trade and world peace, this legal document is hereby made available on a noncommercial basis, as it is the right of all humans to know and speak the laws that govern them.

GPE INEN 9 (1976) (Spanish): Guía para la construcción sismo resistente

BLANK PAGE

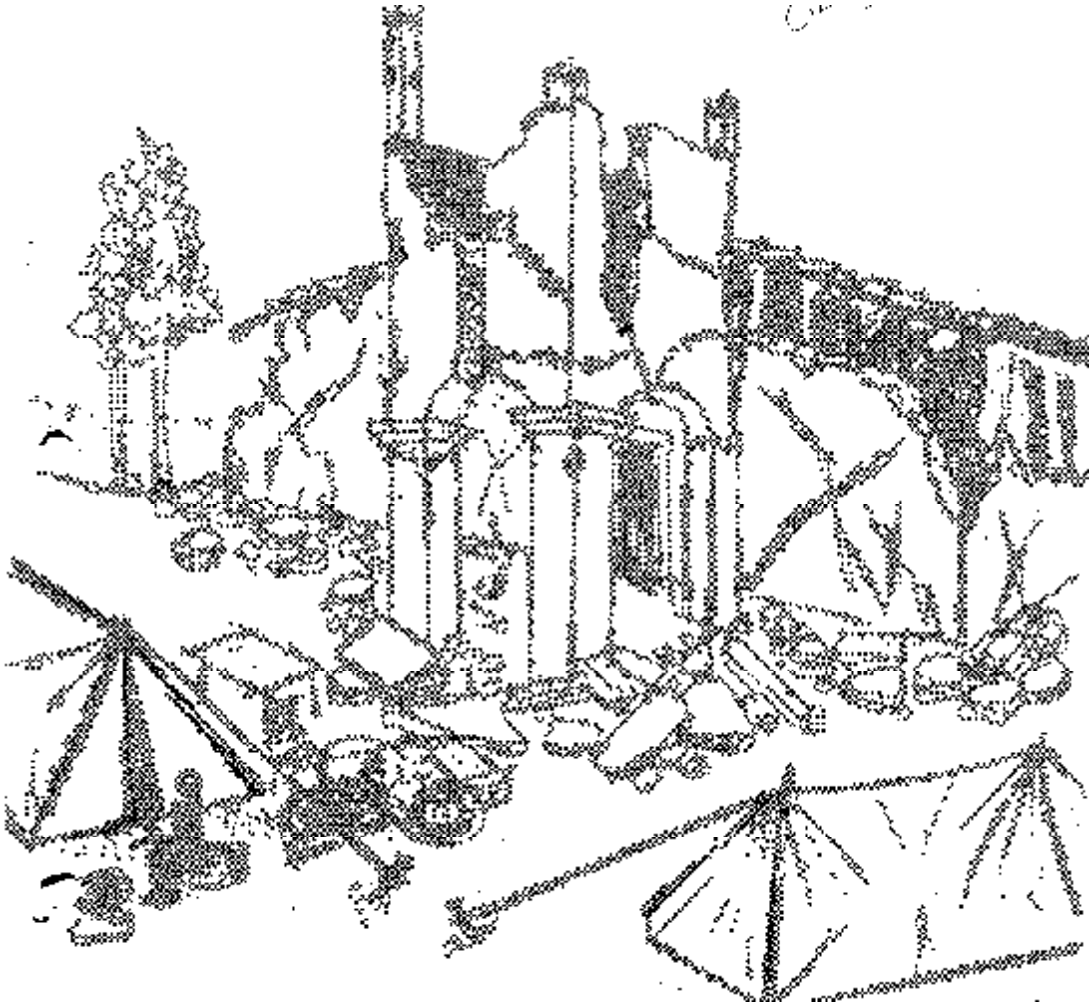
BRUTUM FULMEN

IGNORANTIA JURIS NON EXCUSAT

PROTECTED BY COPYRIGHT

INEN

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN



GUÍA POPULAR DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

Diciembre 1976

Quito – Ecuador

GUÍA POPULAR DE CONSTRUCCIONES SISMO-RESISTENTES

Basado sobre el proyecto de Código Ecuatoriano de la construcción.

Requisitos del Diseño y Requisitos de la Construcción de Hormigón Armado.

Ing. Arq. Sjoerd Nienhuys

Asesor División de Construcción

Ing. Carlos Naranjo C.

Coordinador Código Hormigón Armado

Revisado por:

Ing. Raúl Estrada A.

Director General del INEN

1ra. Edición Diciembre 1976

PREFACIO

El Código Ecuatoriano de la Construcción se debe considerar como una norma de requisitos mínimos, cuya función primordial es velar por la seguridad del público y su objetivo es evitar las fallas principales en la construcción, las cuales ocasionan pérdidas de vidas y de propiedades.

Esta guía trata únicamente de las viviendas de hasta 3 pisos y no considera los elementos preesforzados o elementos constructivos prefabricados.

Esta guía con sus comentarios no puede reemplazar al criterio ingenieril o a las buenas prácticas constructivas.

INDICE

		Página No.
Introducción		1
Capítulo 1.	Origen de las ondas sísmicas	3
Capítulo 2.	Escala de los terremotos	8
Capítulo 3.	Tipos de movimientos sísmicos	10
Capitulo 4.	Las fuerzas sísmicas	12
Capítulo 5.	Cálculo de edificios	25
Capítulo 6.	Requisitos de diseño	26
Capítulo 7.	Requisitos de resistencia y funcionamiento	30
Capítulo 8.	Techos	64
Capítulo 9.	Hormigón ligero	67
Capítulo 10.	El uso del bambú	68
Anexo I	Definiciones	69
Anexo II	Tabla de densidades	73
Anexo III	Protección de hormigón para el refuerzo	75
Anexo IV		77
Bibliografía		79

Guía Práctica Ecuatoriana	GUÍA POPULAR DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE	GPE INEN 009:1976

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN – Casilla 17-01-3999 – Baquerizo Moreno E8-29 y Almagro – Quito-Ecuador – Prohibida la reproducción

INTRODUCCION

El aumento de la construcción de viviendas en regiones donde el riesgo sísmico es grande, sin considerar los efectos de las fuerzas sísmicas, es la causa principal de las numerosas pérdidas de vidas ocasionadas por terremotos recientes en:

Perú	1972	(52.000 muertos)
Nicaragua	1972	(15.000 muertos)
Guatemala	1976	(22.000 muertos)
China	1976	(250.000 muertos)
Italia	1976	(60.000 muertos)
Turquía	1976	(2.000 muertos)

Y, aunque en menor número en Ecuador:

Esmeraldas Abril	1976	(5 muertos)
Cotopaxi Octubre	1976	(10 muertos)

La destrucción histórica de las ciudades de Ambato y Riobamba, así como los miles de muertos, son el resultado de la mala construcción de las viviendas en general.

Después del gran terremoto de Ambato, el gobierno del Ecuador emitió un Código Nacional de la Construcción en 1951, que fue calificado como obligatorio para todo el país en 1952. En este Código se especifica, entre otras, las reglas para construcciones sismo-resistentes, pero, por algunas razones estas reglas no fueron aplicadas por todos los constructores o instituciones del gobierno.

Un segundo aspecto tiene relación con la introducción del uso de hormigón armado para la construcción de viviendas. Este material, combinado con otros materiales, tiene buenas características de resistencia a las fuerzas estáticas, pero es poco elástico, y cuando se sobrepasan las últimas resistencias, la construcción casi siempre llega a una destrucción total. Este último aspecto se detectó claramente durante la investigación técnica de los efectos producidos en la construcción por el terremoto de Esmeraldas, en el cual algunos de los nuevos edificios de hormigón armado fueron bastante afectados y lo que no ocurrió con los edificios antiguos, construidos de madera y caña guadúa.

Un nuevo Código Oficial para construcciones de hormigón armado ha sido preparado en base al documento ACI 318-71 (American Concrete Institute-Detroit-Michigan), con adaptaciones a las circunstancias concretas del Ecuador.

Este Código, que contiene 21 capítulos de recomendaciones de ingeniería y un anexo sobre la construcción sismo-resistente, será posteriormente complementado con un trabajo aún más amplio que comprende los "Comentarios" del Código y las "Ayudas de Cálculo", y ejemplos resueltos, constituyendo un Código que pueda ser comprendido solamente por los Ingenieros de Construcción y difícilmente por los Arquitectos que no tengan una formación matemática adecuada.

Considerando que una gran parte de viviendas son construidas en el campo por los mismos campesinos y que la mayoría de viviendas y sus ampliaciones son construidas por pequeñas empresas y obreros, en las ciudades grandes y pequeñas, es evidente que un reglamento lleno de fórmulas matemáticas y un texto largo y complicado no cumple su objetivo principal de ser de conocimiento y aplicación generales.

Por esta razón, el INEN ha considerado necesario preparar este informe, conjuntamente con el Código Oficial para los profesionales, a fin de ayudar a la gran cantidad de personas que se ocupan de la construcción de viviendas de 1 hasta 3 pisos.

Este informe, por consiguiente, no es un Código ni un reglamento, sino más bien una guía práctica de aplicación de los principios del Código Oficial, en el cual se explican algunos aspectos importantes de las construcciones sismo-resistentes y de los principios básicos de las construcciones de hormigón armado.

Las numeraciones entre paréntesis (CEC....) son las referencias a los párrafos del Código Oficial:

I. CEC se refiere a la primera parte del Código (requisitos de diseño).
II. CEC se refiere a la segunda parte del Código (requisitos de construcción. Hormigón armado).

NOTA IMPORTANTE.- En cuanto a los coeficientes de cálculo, se han adoptado aquellos que son el resultado de la buena práctica y experiencia durante mucho tiempo.

Estos coeficientes son aplicables cuando se cumplen todos los requisitos del Código.

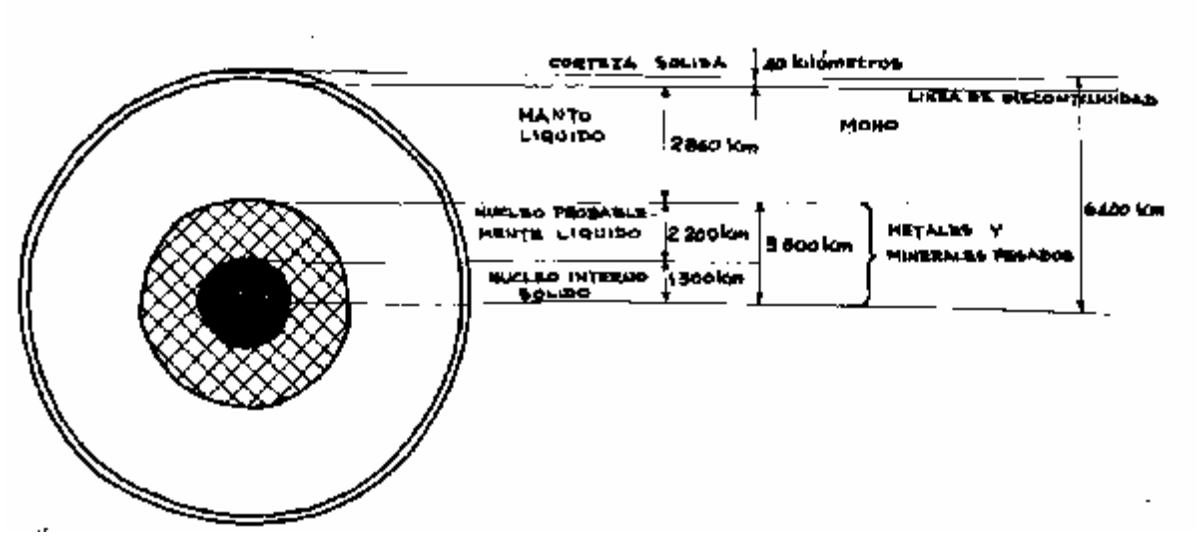
Cuando, por alguna razón, no se puede controlar la calidad de los materiales o de la ejecución de la obra, se debe aumentar el factor de seguridad en el cálculo de acuerdo con el riesgo adicional.

CAPITULO 1.

ORIGEN DE LAS ONDAS SISMICAS

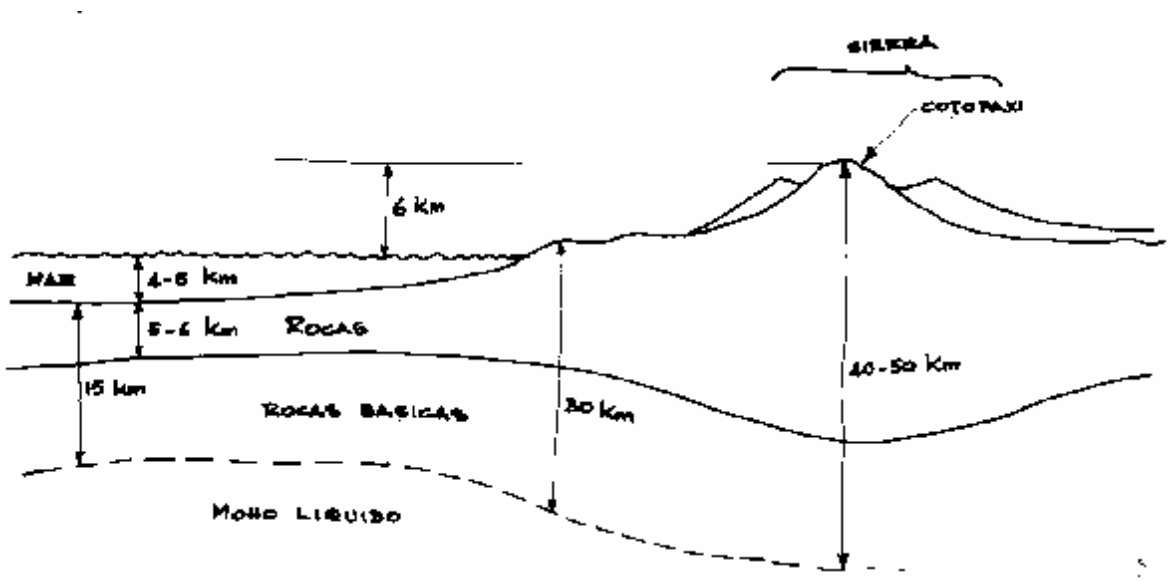
La tierra es un globo que tiene un diámetro aproximadamente de 12 800 km, con una masa central compuesta de metales y minerales de muy alta temperatura, bajo enormes presiones. El núcleo interno es sólido, pero el manto es líquido y se llama moho. El exterior está formado por una corteza de un pequeño espesor (40 km), que constituyen nuestros continentes.

Esquema 1.1



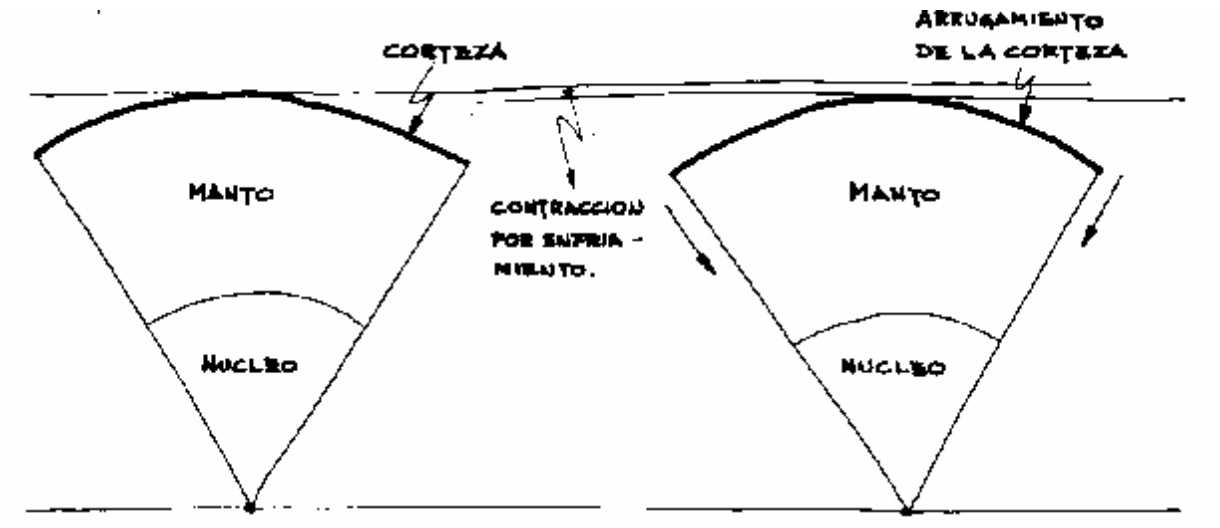
El espesor de esta corteza es pequeño bajo el mar y es mayor bajo montañas, con relación a la mayoría del continente.

Esquema 1.2



Debido a que la tierra gradualmente pierde parte de su calor interno, existe una contracción comparativa a la contracción de una manzana que se vuelve vieja y cuya corteza se deforma.

Esquema 1.3



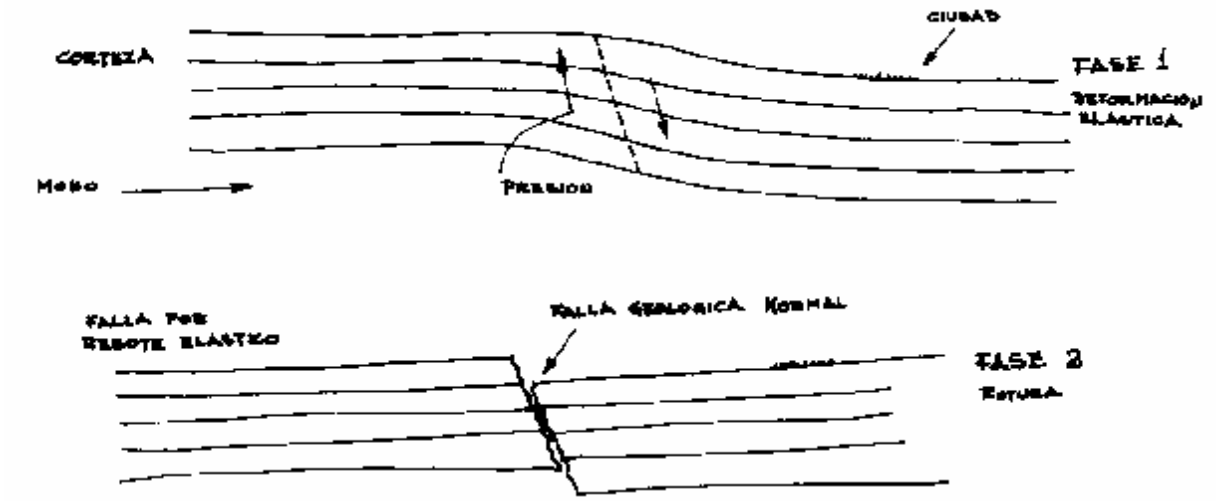
Como las aguas de los mares terrestres se mueven continuamente, también se mueven las masas líquidas del manto bajo la corteza, aunque más lentamente. Los diversos movimientos causan tensiones en la corteza, lo cual produce fallas y resquebrantamientos de la misma.

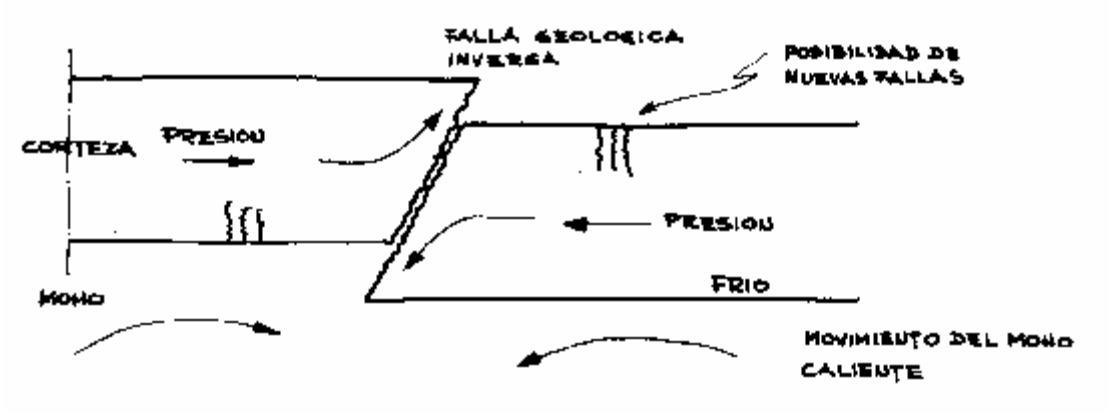
De todos modos, éste es un proceso muy lento, lo que prueba que la presente forma de la corteza se ha formado en más de 2 000 000 000 de años. Por otra parte, este proceso continúa sin interrupción, y la erosión y los movimientos sísmicos son los aspectos visibles y sensibles de este movimiento.

En general, los movimientos se originan en las acciones siguientes:

a) Parte de la corteza se eleva y otra parte baja.

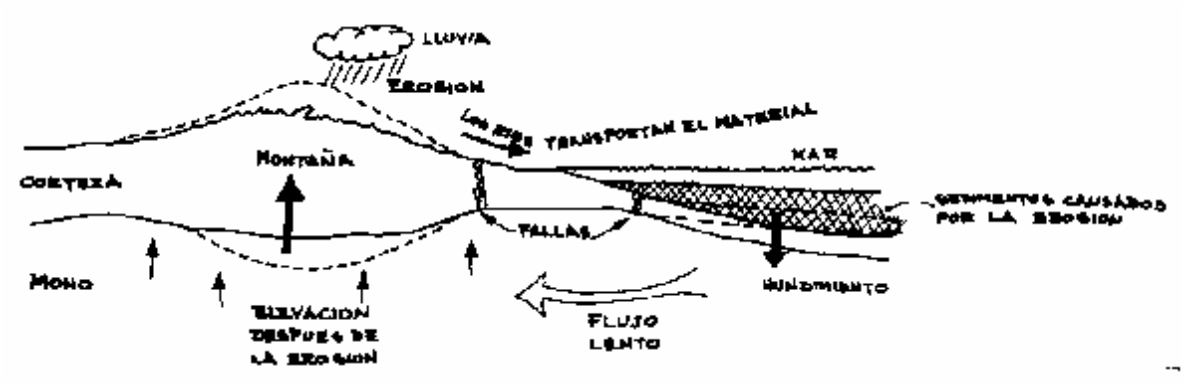
Esquema 1.4



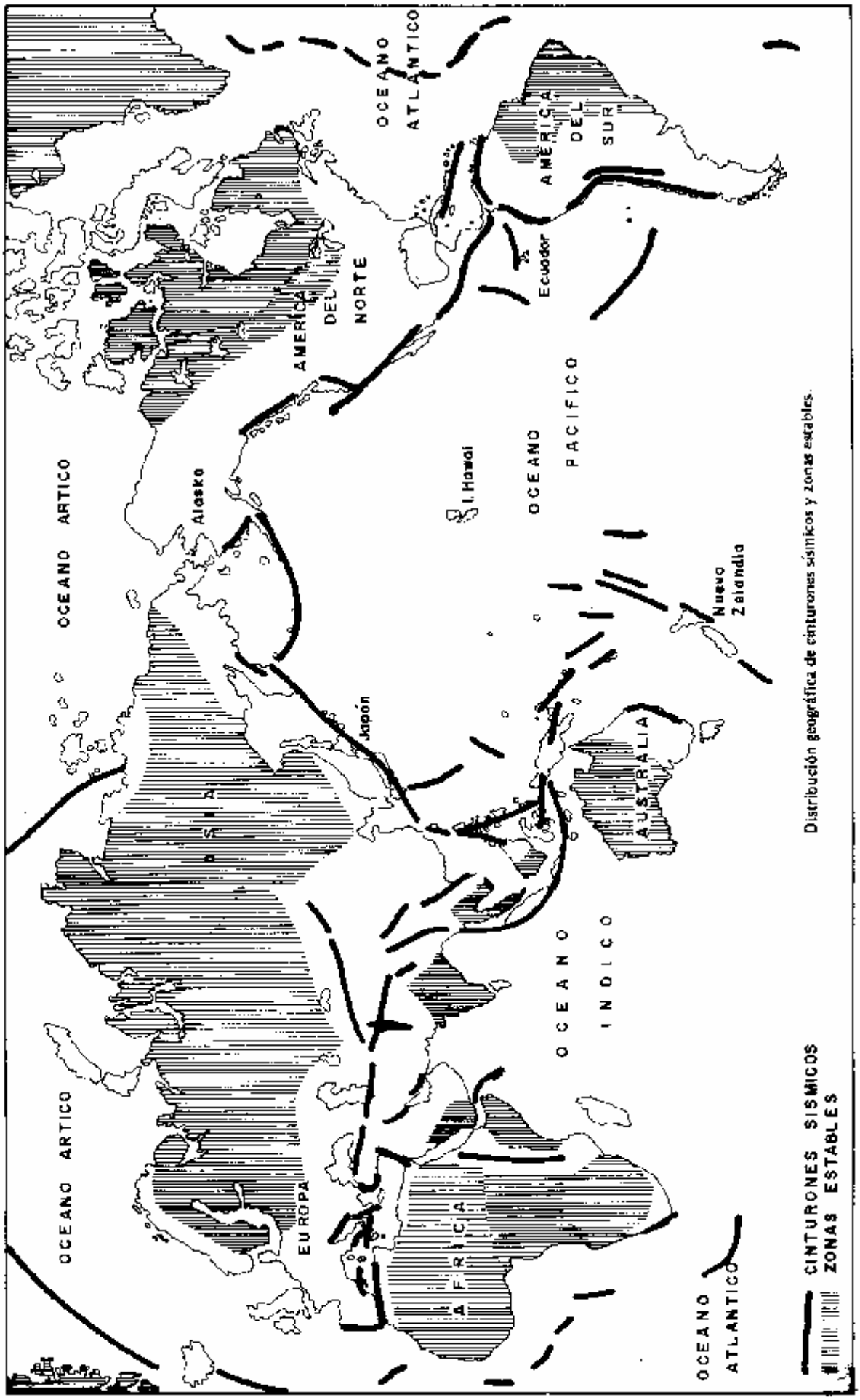


b) El moho es movido por corrientes de convección entre las regiones frías altas y las calientes bajas.

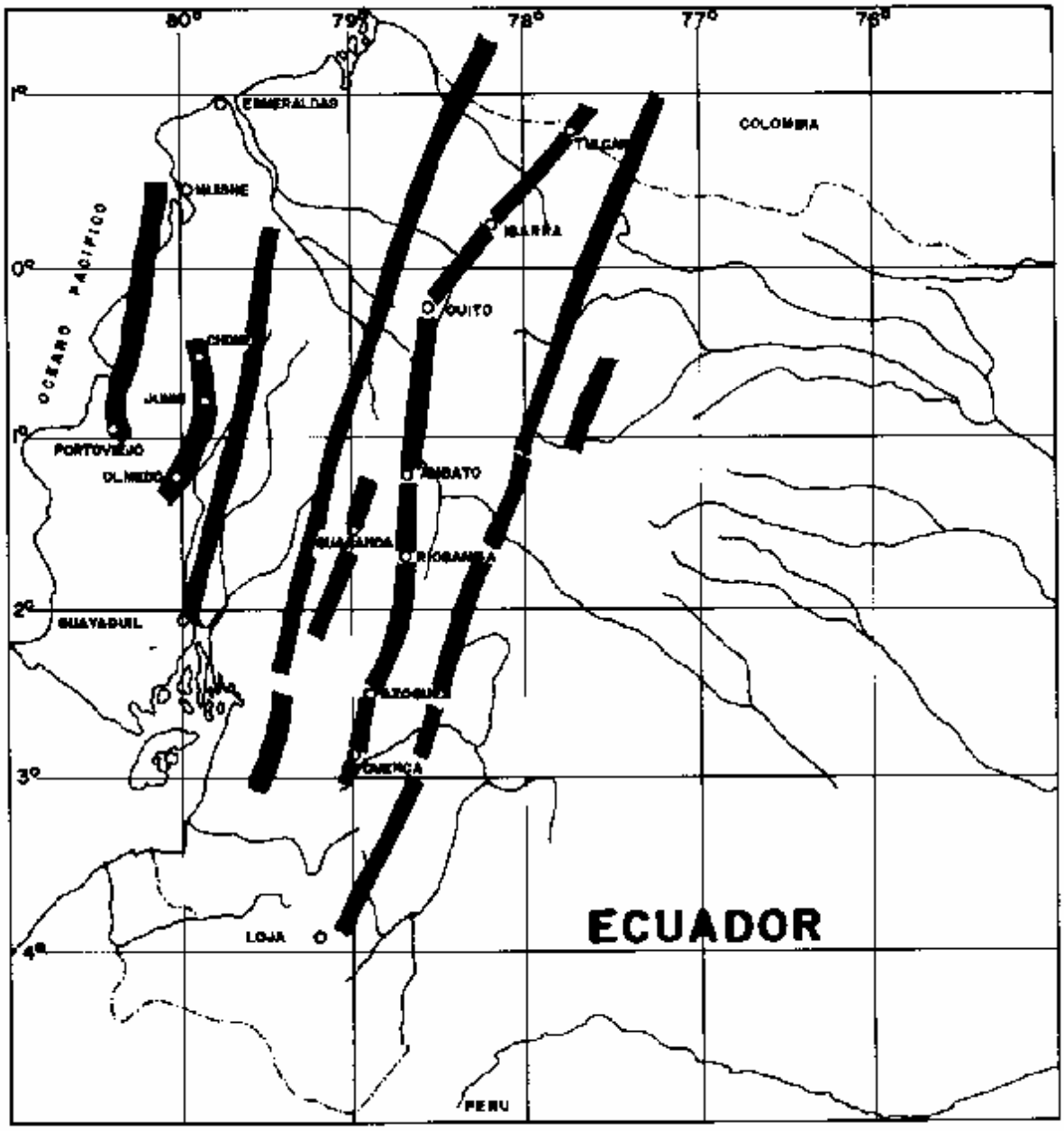
Esquema 1.5



La erosión de la lluvia transporta la tierra hasta el mar. Las montañas se hacen más ligeras y la corteza bajo el mar más pesada; de esta forma es como se mantiene un movimiento y el restablecimiento del equilibrio entre mares y continentes. Los movimientos llamados tectónicos pueden ser causa, además, de actividades volcánicas y en todo el mundo existen regiones con actividad sísmica y regiones más estables, como demuestran globalmente los siguientes mapas del mundo y del Ecuador.



Distribución geográfica de cinturones sísmicos y zonas estables.



REGIONES PRINCIPALES DE FALLAS GEOLOGICAS

CAPITULO 2.

ESCALA DE LOS TERREMOTOS

Como los terremotos son irregulares y muchas veces en varias direcciones, existe una escala de intensidad que describe los efectos resultantes de un terremoto: las reacciones humanas y el daño ocasionado a las construcciones del hombre. La más usada es la escala de intensidades de *Mercalli Modificada de 1931,* con magnitudes de I a XII, que son las siguientes:

I No sentido, detectado únicamente por instrumentos sensibles.

II Sentido por muy pocas personas que se hallan en reposo, situadas principalmente en los pisos superiores de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar delicadamente.

III Sentido apreciablemente dentro de las casas. Los automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Se producen vibraciones semejantes a las originadas cuando pasan camiones livianos. No es reconocido como un terremoto.

IV Todos lo sienten dentro de las casas. Los objetos colgantes se balancean. Se producen vibraciones como las originadas cuando pasan camiones pesados o chocan contra un edificio. Los carros en reposo se balancean notablemente. Las ventanas, puertas y vajillas se mueven, los pórticos y paredes de madera crujen.

V Se siente fuera de las casas y puede estimarse la dirección del movimiento. Las personas que duermen se despiertan; se rompen algunas vajillas, ventanas, etc. Los líquidos son perturbados y algunos derramados. Pequeños objetos inestables son desplazados o volcados. Algunas veces se notan perturbaciones en objetos altos, como árboles, postes, etc. Las puertas se balancean, se abren o se cierran. Se mueven las contraventanas y cuadros, y, en algunos casos, el estuco se agrieta.

VI Sentido por todos. Las personas caminan tambaleándose. Se rompen las ventanas y cristalerías. Los objetos y libros se caen de los libreros. Los cuadros de desprenden de las paredes. Los muebles pesados se mueven. Los enlucidos débiles y las mamposterías tipo D se agrietan, y las chimeneas se dañan. Las pequeñas campanas de las iglesias suenan. Los árboles y arbustos son sacudidos visiblemente o se les oye susurrar. Daños ligeros.

VII Dificultad para permanecer de pie. Sentido por los conductores de vehículos; los objetos colgantes se estremecen. Se producen daños de mampostería tipo D, incluyéndose agrietamientos. Las chimeneas débiles se rompen a la altura del techo. Los enlucidos, los ladrillos, las piedras, las tejas, las cornizas y también los parapetos sin riostras y ornamentos arquitectónicos se desprenden. Se presentan algunas fisuras en la mampostería tipo C. Se producen ondas en los estanques y charcas. Hay pequeños deslizamientos y derrumbes en los bancos de arena o grava. Las grandes campanas suenan. Los diques de irrigación de hormigón se dañan. Daños ligeros en los edificios de buena construcción, pero considerables en edificios de mala calidad.

VIII La dirección de los automóviles es afectada. Se presentan daños grandes en la mampostería tipo C y hay colapso parcial. Daños considerables en la mampostería tipo B. Daños ligeros en la mampostería tipo A. Hay derrumbe y caída de chimeneas, pabellones de fábricas, monumentos, torres y tanques elevados. Se desprenden hacia afuera los paneles de las paredes. Las estacadas podridas se rompen. Se rompen también las ramas de los árboles. Hay cambio de flujo o temperatura en las vertientes y pozos. Se presentan grietas en los suelos húmedos y pendientes abruptas.

IX Pánico general. Destrucción de la mampostería tipo D y C. La mampostería tipo B es seriamente dañada; algunas veces, colapso completo. La mampostería tipo A es dañada. Daños generales en las cimentaciones, los pórticos de las estructuras, si no son volteados, se corren de las cimentaciones. Los pórticos se rajan. Hay serios daños en los reservorios. Las tuberías enterradas se rompen. Hay grandes grietas en el suelo. Se levantan lodo y arena en zonas aluviales. Brotan fuentes y cráteres de arena.

X La mayoría de pórticos estructurales y mamposterías se destruyen junto con sus cimentaciones; igualmente, algunas buenas estructuras de madera y puentes. Serios daños en las represas, diques y terraplenes. Grandes movimientos de tierra. Las márgenes de los ríos y las pendientes pronunciadas sufren deslizamientos considerables. Se desborda el agua de los lagos, ríos, canales, etc. Los rieles se doblan ligeramente. La arena y el lodo son desplazados horizontalmente.

XI Muy pocas obras de construcción permanecen en pie. Se destruyen los puentes y se doblan considerablemente los rieles. Las tuberías enterradas en el suelo quedan completamente fuera de servicio. Se amplían las fisuras de la tierra.

XII El daño es casi total. Ondulamiento en la superficie terrestre. Grandes masas de roca desplazadas; las líneas de vista y los niveles distorsionados; los objetos lanzados por el aire.

NOTAS: CALIDAD DE LA MAMPOSTERIA TIPO A. Buen diseño, buena calidad del mortero y de la mano de obra. Armadas especialmente con refuerzo lateral para resistir fuerzas horizontales.

MAMPOSTERIA TIPO B. Buena mano de obra, buen mortero, reforzada, pero no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales.

MAMPOSTERIA TIPO C. Mano de obra corriente, igual que para el mortero; sin ser extremadamente débil como para fallar en las esquinas, pero tampoco es reforzada ni diseñada contra fuerzas horizontales.

MAMPOSTERIA TIPO D. Materiales débiles, tales como adobe, morteros de mala calidad, baja calidad de la mano de obra, casi sin resistencia horizontal

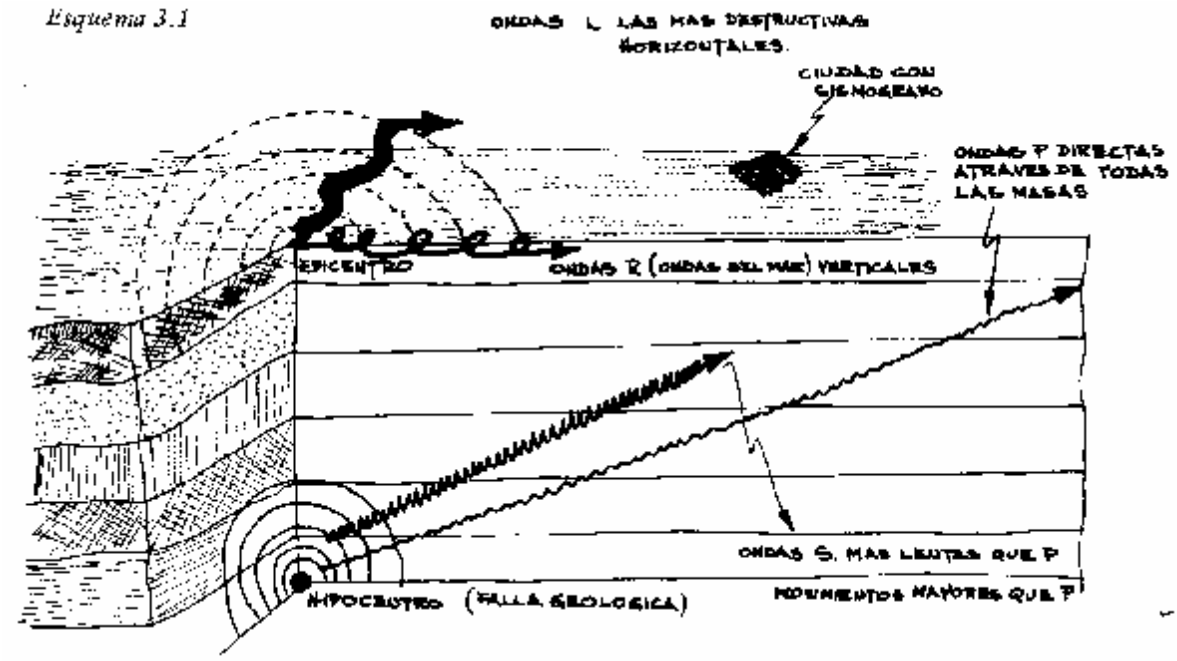
CAPITULO 3.

TIPOS DE MOVIMIENTOS Y ONDAS SISMICAS

El epicentro de un terremoto es el punto, sobre la superficie de la tierra, de donde proceden las ondas superficiales. *El hipocentro* (fuente) es el lugar mismo de la falla de la corteza de la tierra (0-50 km) o dentro de las regiones superficiales de la manta (50-500 km de profundidad).

Desde el hipocentro se emiten 2 tipos de vibraciones, que son convertidas en 2 tipos de vibraciones superficiales, las ondas L y R las mismas que son emitidas desde el epicentro.

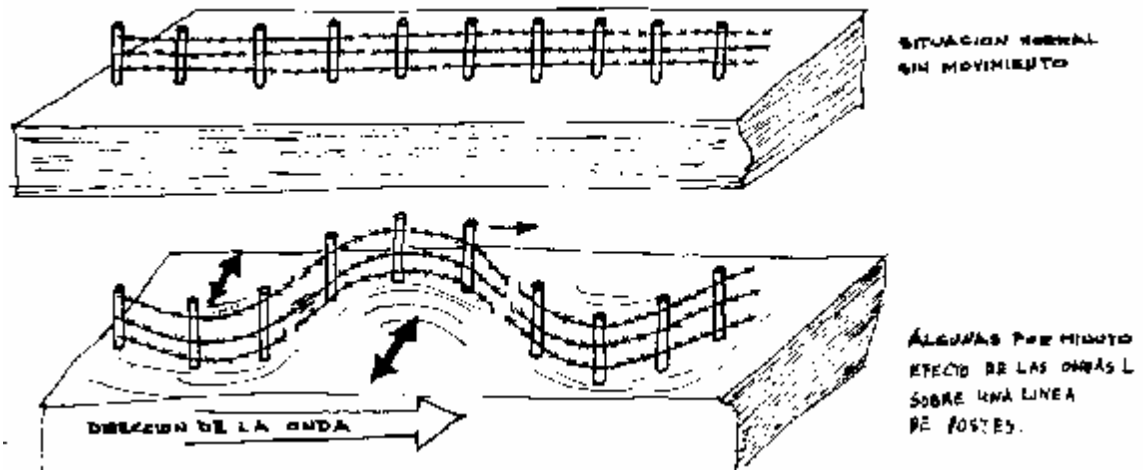
Esquema 3.1



Las ondas R consisten en movimientos casi circulares verticalmente y producen un efecto de sobrecarga vertical sobre todos los elementos de construcción en combinación con pequeños movimientos horizontales.

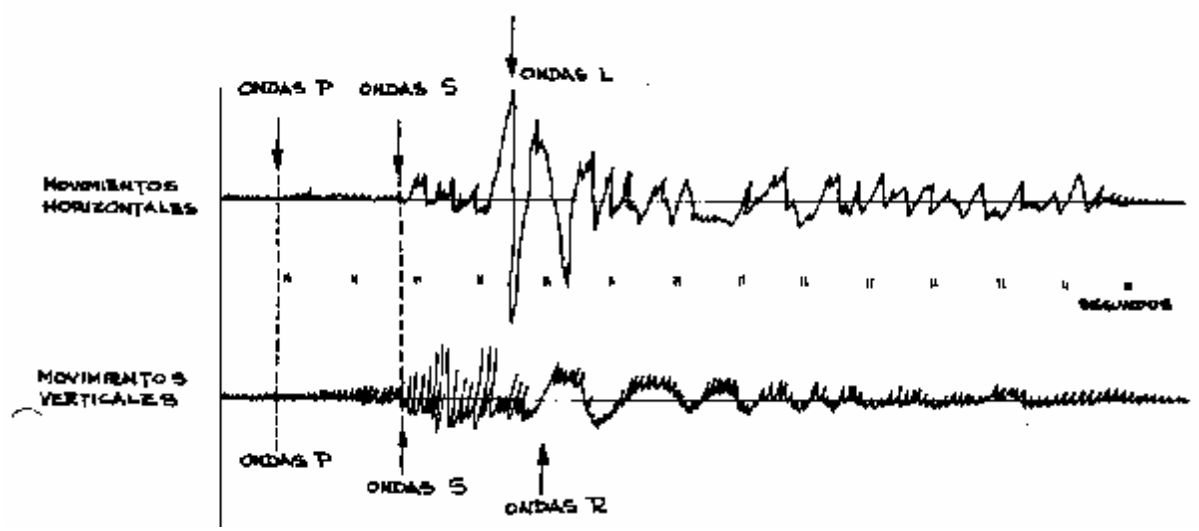
Las ondas L consisten en movimientos y sacudidas de lado a lado en sentido horizontal, y son las más destructivas de los 4 tipos de ondas indicados.

Esquema 3.2



Para dar una idea de las diferencias entre las intensidades de las varias ondas, en el gráfico 3.3 se indica el registro de un sismógrafo que puede estar localizado en una ciudad.

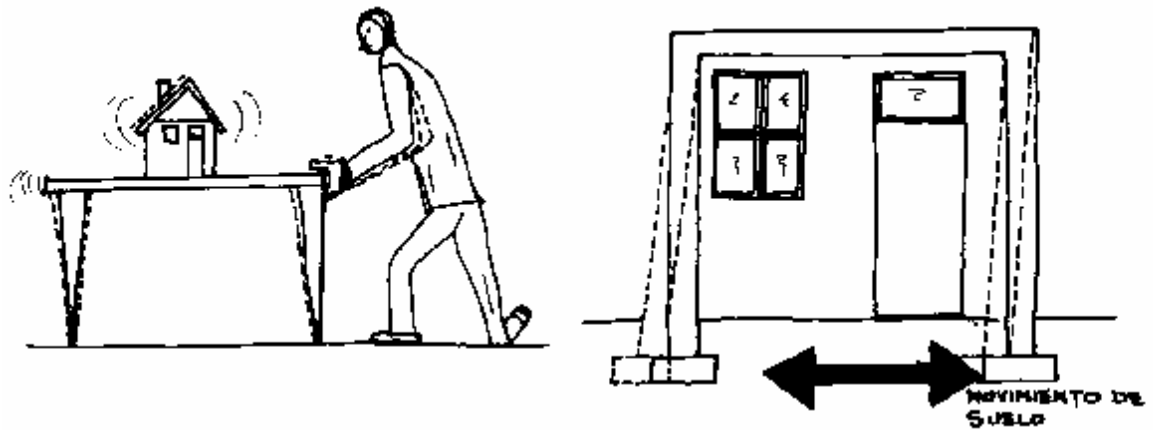
Esquema 3.3



Los movimientos que experimentan las viviendas y otros objetos sobre la superficie de la tierra son iguales a los movimientos que experimentan los objetos colocados sobre una mesa sometida a sacudidas.

Las fuerzas que actúan sobre las edificaciones durante un sismo son comparables a los choques de vientos extremadamente fuertes.

Esquema 3.4.



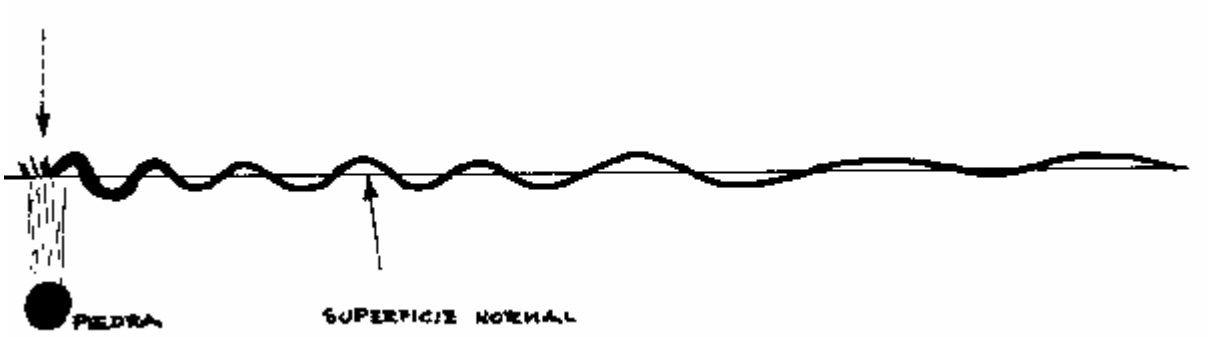
CAPITULO 4.

4.1 LAS FUERZAS SISMICAS

Las fuerzas sísmicas dependen de la magnitud de los movimientos o del desplazamiento total y de la frecuencia (número de sacudidas por minuto).

Como se ilustró en la gráfica 3.1, las ondas atraviesan las varias capas geológicas o varios terrenos de la superficie. En terrenos arcillosos o pantanosos, que son elásticos, los choques continúan por más tiempo y, por consiguiente, son más lentos; en forma semejante a las ondas que ocurren cuando se deja caer una piedra en una laguna, mientras más lejos del centro, las ondas son más lentas y largas.

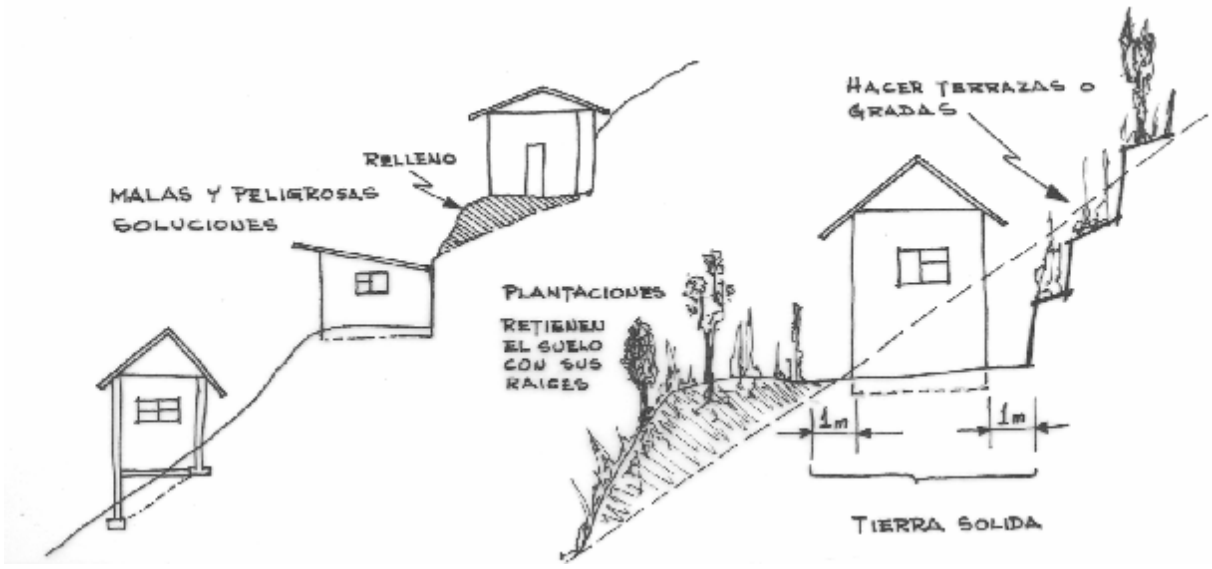
Esquema 4.1



En los terrenos compactos de arena y piedra y en los terrenos de rocas, la duración de las vibraciones es mucho menor. Al lado de las carreteras se puede sentirla diferencia entre el comportamiento de terrenos arcillosos, de arena o de roca, cuando pasan camiones pesados. Por esta razón, las viviendas construidas sobre terrenos flojos, pantanosos y arcillosos deben ser más resistentes que las viviendas construidas sobre las rocas, para resistir un choque de un mismo origen.

Las fuerzas sísmicas causan siempre derrumbes de tierras, especialmente no compactas, con inclinaciones grandes. Además, otro aspecto de las vibraciones es la compactación de terrenos, que pueden causar la licuación de terrenos con alto nivel feático.

La densificación o derrumbe de rellenos puede causar graves destrucciones de edificios construidos sobre estos, por lo cual se debe evitar construir sobre o bajo rellenos.



Es importante que se estabilicen los taludes de excavaciones para hacer terrazas o gradas y plantaciones para retener el suelo del relleno.

4.2 COEFICIENTE CS.

Para el cálculo estructural de viviendas se introduce entonces un coeficiente (CS) que toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

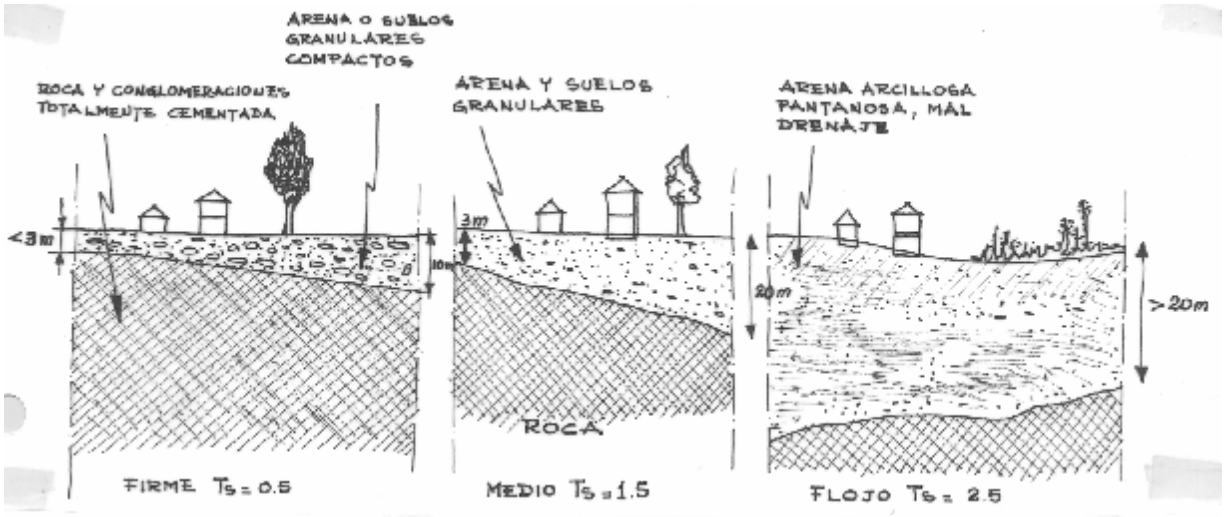
El coeficiente se usa en la fórmula del párrafo 4.7.

Este coeficiente (CS ≤ 0,14) depende del período de vibración de la estructura (T) y del período de vibración del suelo (Ts) sobre el que se construye (I. CEC - 12.4.2).

Es así como, para los tres tipos de suelos que se describen a continuación, se tienen los siguientes valores recomendados para Ts. (I. CEC-A.2 - A.4.5).

1) Lugares Firmes. (Ts = 0,50)

Esquema 4.2.



Roca firme y conglomeraciones totalmente cementadas, y cualquier sitio donde el lecho de roca firme o conglomerado esté localizado a una profundidad igual o menor a 3 m, o menor de 10 metros en combinación con suelos granulares (arena y piedrita pequeña) densos y muy densos.

2) Lugares Medios. (Ts = 1,5) Arena y suelos granulares y tierras ligeramente arcillosas de 3 hasta 20 metros de profundidad y con un drenaje razonable.

3) Lugares Flojos. (Ts - 2,5) Todos los terrenos arenosos y granulares con una profundidad mayor de 20 m o mal drenaje, y terrenos arcillosos o pantanosos

Las vibraciones de un terremoto producen una compactación del suelo y, sobre terrenos con mal drenaje, pueden producir liquefacción, originándose arena fluida. Esta liquefacción es la misma que se produce cuando se continúa la vibración de una mezcla de hormigón.

El cálculo de CS es el siguiente:

$$(CS \leq 0{,}14)$$

T = Período elástico fundamental de vibración del edificio o estructura en segundos, y, en la dirección bajo consideración ≥ 0,3 segundos (I.CEC-12.4.7)

h_n = Altura, en metros, sobre la base del edificio.

D = La dimensión de la estructura, en metros, en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

S = Coeficiente numérico para la resonancia de la estructura en el sitio 1,5 ≥ S ≥ 1

(I.CEC 12.4.7 - 12.4.9)

C = Coeficiente numérico ≤ 0,12 (I.CEC 12.4.4)

$$T = \frac{0{,}1 \times h_n}{\sqrt{D}} \qquad C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \qquad \text{(I.CEC 12.4.6 - 12.4.4)}$$

$$S \text{ para } \frac{T}{T_s} = 1{,}0 \text{ o menos} \qquad S = 1 + \frac{T}{T_s} - 0{,}5\left(\frac{T}{T_s}\right)^2 \qquad \text{(para viviendas pequeñas)}$$

$$S \text{ para } \frac{T}{T_s} = 1{,}0 \text{ o más} \qquad S = 1{,}2 + 0{,}6\frac{T}{T_s} - 0{,}3\left(\frac{T}{T_s}\right)^2 \qquad \text{(I.CEC 12.4.7)}$$

Para viviendas comunes, de medidas cómodas y regulares, los siguientes factores CS son aplicables para los diversos tipos de suelos y las distintas alturas de las viviendas.

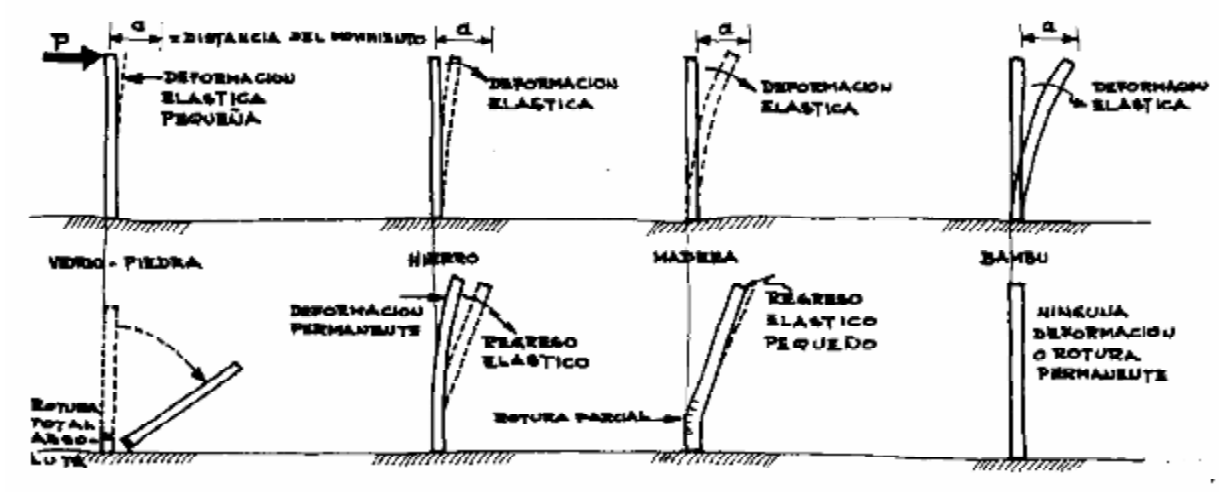
EJEMPLOS DE COEFICIENTES PARA VIVIENDAS COMUNES

	Sitio firme $T_s = 0,5$	Sitio medio $T_s = 1,5$	Sitio flojo $T_s = 2,5$
Vivienda de un piso T según fórmula = 0,1	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,6$; S = 1,42 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,18$; S = 1,18 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,12$; S = 1,11 CS = 0,132
Viviendas de 2 pisos T según fórmula = 0,17	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,6$; S = 1,42 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,2$; S = 1,18 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,12$; S = 1,11 CS = 0,132
Viviendas de 3 pisos T según fórmula = 0,27	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,6$; S = 1,42 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,2$; S = 1,18 CS = 0,14	T = 0,3; C = 0,12 $\frac{T}{T_s} = 0,12$; S = 1,11 CS = 0,132
Viviendas de 4 pisos	T = 0,33; C = 0,115 $\frac{T}{T_s} = 0,65$; S = 1,44 CS = 0,14	T = 0,33; C = 0,115 $\frac{T}{T_s} = 0,22$; S = 1,2 CS = 0,138	T = 0,33; C = 0,115 $\frac{T}{T_s} = 0,13$; S = 1,12 CS = 0,129

Observando estos coeficientes se puede constatar que, *para viviendas de menos de cuatro pisos se puede tomar siempre el coeficiente CS = 0,14.* Para construcciones más altas o más esbeltas se debe calcular según las fórmulas.

4.3 En segundo lugar, las fuerzas sobre las construcciones dependen del tipo de ellas. Una fuerza horizontal en una pequeña distancia produce resultados diferentes según los materiales empleados

Esquema 4.3



Este comportamiento diferente de los materiales implica que los materiales elásticos o dúctiles sufren menos daño que los materiales rígidos; por consiguiente, debe proveerse de mayor seguridad a las construcciones rígidas contra las fuerzas sísmicas.

4.4 *El Coeficiente K.* El coeficiente K se usa en la fórmula del párrafo 4.7. El coeficiente K depende del tipo de sistema estructural y de la naturaleza de la estructura en sí misma. A los tipos de construcción que tienen una resistencia apropiada a los sismos y que se han comportado bien durante los mismos, se les ha asignado valores bajo de K. Por el contrario, a las estructuras que no se han comportado bien y son esencialmente débiles para resistir la acción dinámica del movimiento sísmico del suelo, se les ha asignado valores altos de K. Por consiguiente, el coeficiente K establece un nivel de diseño mínimo para el cual cada sistema estructural debe ser analizado. (I.CEC 12.4 (a)).

K = 1,00 Todos los sistemas de estructuras de edificios, excepto los que se indican a continuación. Para cumplir con los requisitos dúctiles K = 1,25 (I.CEC 12.10.1.7).

K = 1,33 *Sistema de caja.* Es un sistema estructural, sin un pórtico espacial completo, resistente a cargas verticales. En este tipo de estructuras, las fuerzas laterales exigidas son resistidas por diafragmas o pórticos arriostrados. Generalmente las construcciones con paredes soportantes, como las paredes en las cuales se apoyan las vigas de los pisos, son del sistema de caja. Para cumplir con los requisitos dúctiles K = 1,65 (I.CEC 12.10.1.7). (ver también definiciones).

K = 0,80 Edificios con un doble sistema que conste de un *pórtico espacial resistente a flexión dúctil y diafragmas* o pórticos arriostrados. Los pórticos arriostrados y diafragmas deberán resistir la fuerza lateral total; también cuando actúan independientemente de los pórticos espaciales resistentes a flexión dúctil. El pórtico espacial resistente a flexión dúctil deberá resistir por lo menos el 25 ^{0}/o del total de la fuerza lateral.

K = **0,67** Edificios con un pórtico espacial resistente a flexión dúctil que resiste la totalidad de la fuerza lateral.

K = **2,00** Estructuras que no sean edificios; como por ejemplo: puentes, viaductos, postes, chimeneas separadas y tanques elevados, más todo su contenido, apoyados en cuatro o más pilares arriostrados entre sí o soportados por un adificio (simplificación del CEC).

4.5 *El Coeficiente I.* El coeficiente 1 depende de la importancia del edificio para su funcionamiento en la sociedad (I.CEC 12.4. (b) - 12.11). (ver fórmula del párrafo 4.7).

I = **1,5** Servicios esenciales: son construcciones que deben ser seguras y utilizables después de un terremoto, a fin de preservar la seguridad y la salud del público en general, como: hospitales y servicios de cirugía o áreas de tratamiento de emergencia, centros de comunicación y operación en caso de desastres, que son vitales en caso de emergencia, estaciones contra incendios y policía.

I = **1,25** Cualquier edificio destinado especialmente a reuniones demás de 300 personas en un solo local, como: iglesias, teatros, aulas de escuelas, auditorios.

I = **1,00** Todas las demás.

4.6 *El Coeficiente W.* (fórmula párrafo 4.7).

W = Es la carga muerta total de la construcción (ver definición anexo 1). En el caso de almacenes y depósitos, W se tomará igual a la carga muerta más el 25% de la carga viva (I.CEC 12.4.3).

En el cálculo de las fuerzas sísmicas, se considera que las fuerzas laterales por viento no ocurren al mismo tiempo. Cuando la carga de viento es más grande que las fuerzas sísmicas, se considera las que sean mayores (I.CEC 3.4 - 12.1.3).

Como **W** es un coeficiente para calcular las fuerzas laterales, el peso de la construcción tiene influencia mayor en este cálculo. El Anexo II tiene una lista de los pesos de materiales de construcción y de las construcciones principales.

Combinado el peso de los diversos materiales con la misma resistencia, obtenemos una relación fuerza-peso. Esta relación es uno de los indicadores para establecer si el material es recomendable para construcciones sismo-resistentes. Otros indicadores son la flexibilidad, empleo, disponibilidad y resistencia a la presión.

Material	Tensión de rotura en kg/cm^2	Densidad kg/m^3	Relación resisten-cia -peso
Bambú	1400	800	1,75
madera laminada	400	500	0,80
aluminio	1 900	2 700	0,70
madera seleccionada	300	500	0,60
acero	4 400	7 800	0,56
madera común	200	500	0,40
hormigón pretensado	670	2 300	0,29
hormigón armado	370	2 300	0,16
ladrillo reforzado	200	1 800	0,11
ladrillo o bloques huecos	15	800	0,02
adobe	0,1	1 800	0,00005

4.7 *Las fuerzas sísmicas para las estructuras.*

Toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las cargas verticales vivas y muertas, y las fuerzas laterales sísmicas mínimas totales (V) en dirección de cualquier eje de la estructura, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V = I.K.CS.W. \qquad \text{(I.CEC 12.4.1)}$$

Donde:

V = fuerza lateral total
I = importancia del edificio
K = tipo de construcción
CS = condiciones del suelo $\leq$ 0,14
W = carga muerta

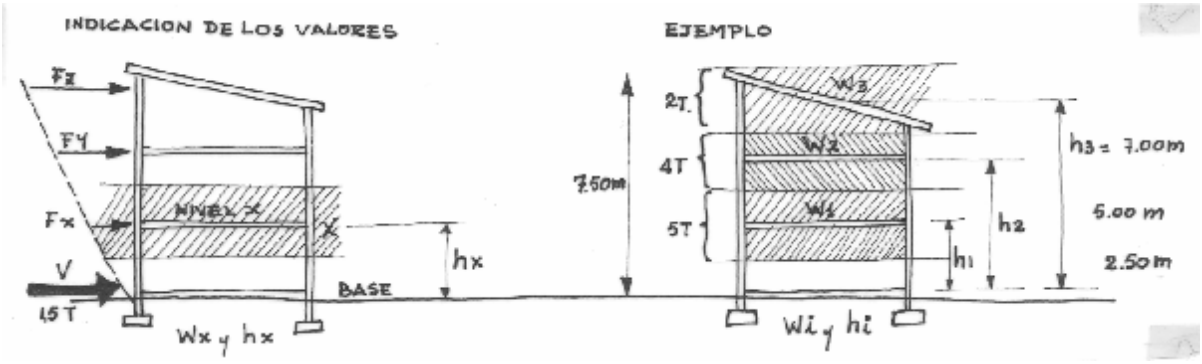
Estos vectores cuantificados según las indicaciones de páginas anteriores.

	I		K		CS		w
V =	1 1,25 1,5	x	0,67 0,80 1, - (1,25) 1,33(1,65) 2,	x	0,14 y calculado	x	carga muerta

4.8 *La distribución de las fuerzas laterales.*

Para estructuras que tengan formas regulares o sistemas aporticados, la fuerza lateral total V deberá ser distribuida proporcionalmente, según los pesos de los pisos individuales (I.CEC 12.5.1.2).

La fuerza F a un nivel $X \dfrac{V.Xx.hx}{\sum_{i=1}^{h} Wi\ hi}$



La fuerza al primer piso $F_x = \dfrac{1{,}5 \text{ ton x } 5 \text{ ton x } 2{,}5\text{m}}{5 \text{ x } 25 + 4 \text{ x } 5 + 2 \text{ x } 7} = \dfrac{18{,}75 \text{ ton}^2 \text{ m}}{46{,}5 \text{ ton m}} = 0{,}4 \text{ ton}$

La fuerza al segundo piso $F_y = \dfrac{1{,}5 \text{ ton x } 2 \text{ ton x } 7 \text{ m}}{46{,}5 \text{ ton m}} = 0{,}65 \text{ ton}$

La fuerza al techo $F_z = \dfrac{1{,}5 \text{ ton x } 2 \text{ ton x } 7 \text{ m}}{46{,}5 \text{ ton m}} = 0{,}45 \text{ ton}$

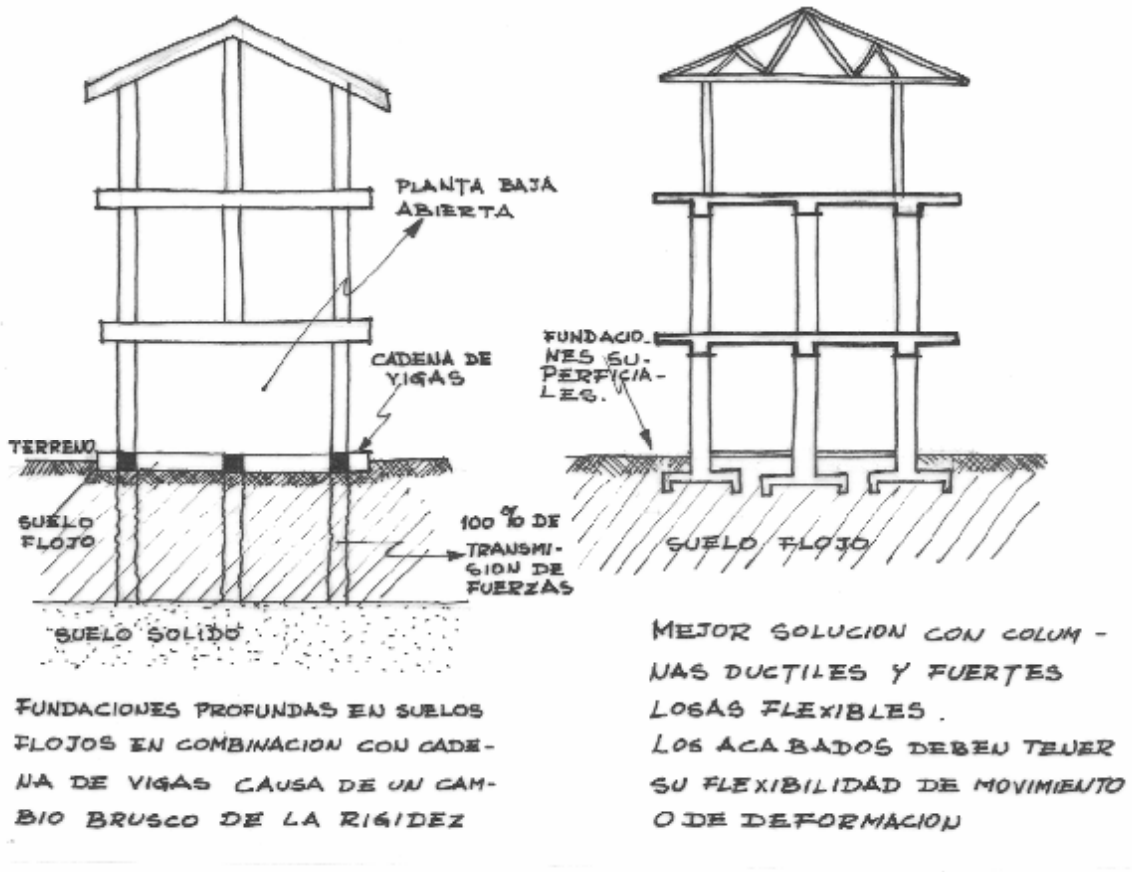
El total de las fuerzas en cada niveles la fuerza V = 0,4 ton + 0,65 ton + 0,45 ton = 1,5 ton

Es evidente que, si más grandes son los pesos, más grandes son las fuerzas laterales sobre los pisos. Para las viviendas, es importante reducir el peso de los pisos altos lo más que sea posible.

Las fuerzas laterales se originan en las cimentaciones de un edificio durante la vibración sísmica y son transmitidas a través de los puntos de concentración de esfuerzos de la edificación. Un punto débil en este camino de transmisión, o un cambio repentino en la rigidez, produce una zona de peligro.

Si en una edificación se tiene una parte flexible debajo de otra de mayor rigidez, la capacidad de absorción de energía resultará concentrada en la parte flexible y muy poca será absorbida por la parte rígida, por lo cual esta concentración hará que el diseño de estos elementos flexibles sea crítico.

Hay una fuerte tendencia arquitectónica a proyectar edificios con plantas bajas carentes de tabiquería, a fin de facilitar su funcionalidad e incluso reducir el número de columnas en dichas plantas. Desde el punto de vista sismo-resistente, estos dos tipos de diseño ocasionan daños muy graves ante las vibraciones.

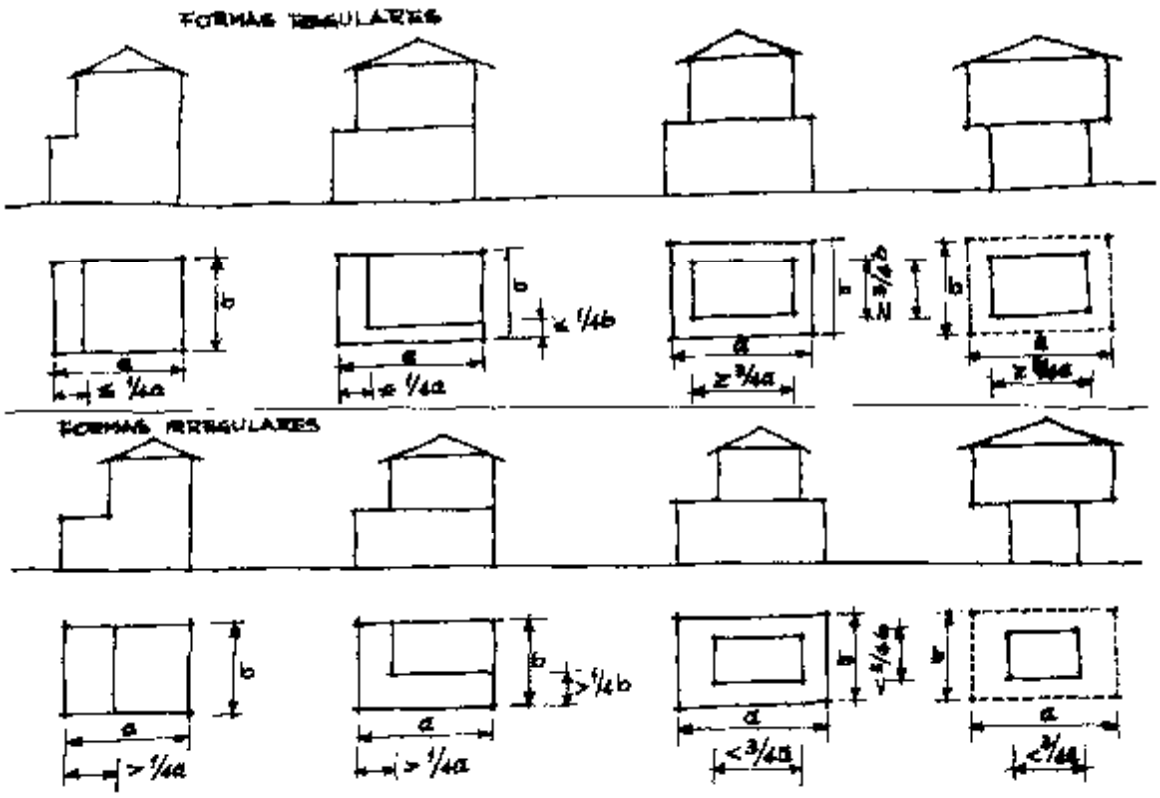


4.9 *Formas regulares o irregulares.*

Se consideran formas regulares a las construcciones que tienen cambios, por planta, menores del 25% en las direcciones horizontales. (I.CEC 12.5.2).

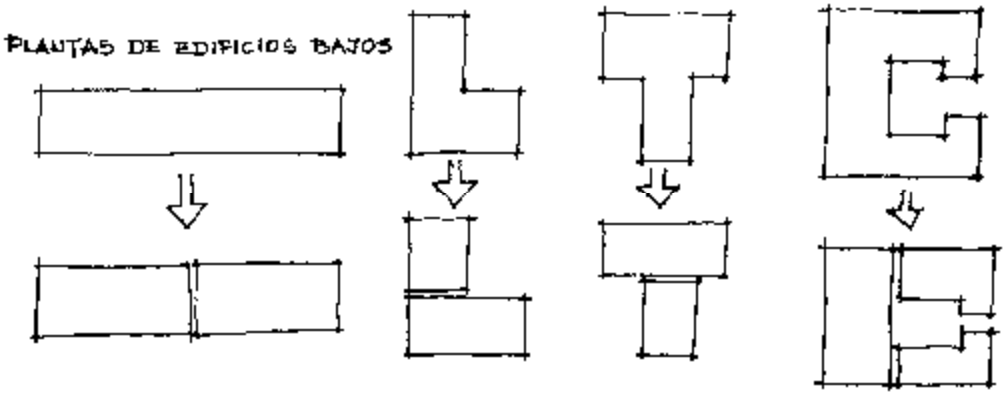
Cuando las construcciones tienen formas irregulares o grandes diferencias en la resistencia lateral o en la rigidez entre pisos adyacentes, se debe calcular todo esto según las características dinámicas de la estructura.

Esquema 4.9



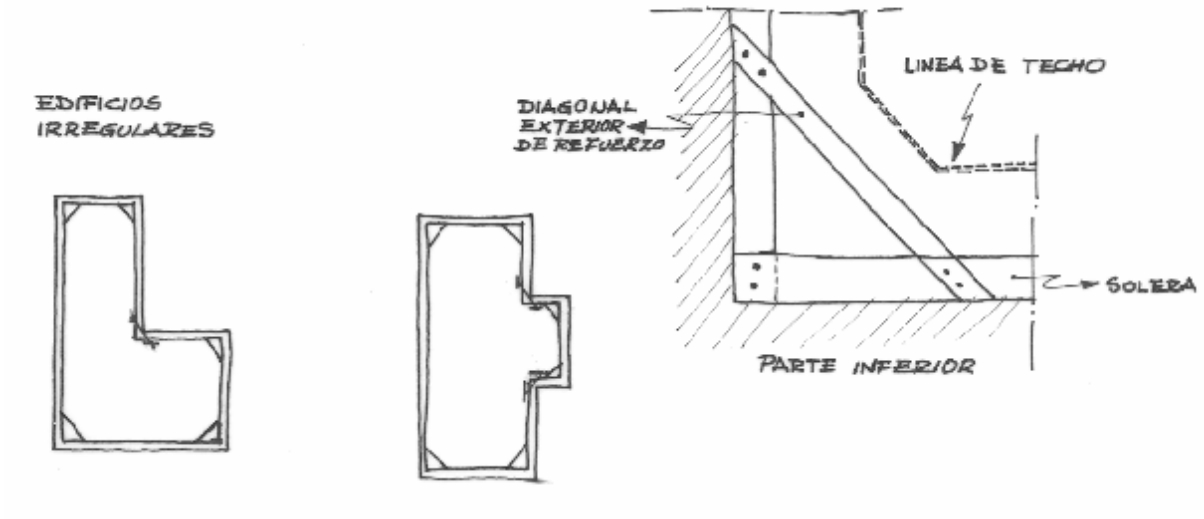
4.9 Estos grandes cambios deben evitarse también en planta, por cuanto cada esquina interior o exterior del edificio está sujeta a grandes esfuerzos.

Cuando se construyen edificios con plantas en L ó T, o con grandes patios, es importante diseñar juntas de construcción que separen los bloques, de modo que actúen independientemente, como se indica en el siguiente esquema.



Estas juntas de construcción deben mantenerse en toda la altura de la edificación, debiendo tolerar movimientos relativos entre los bloques equivalentes, por lo menos, a 6 veces la desviación del piso producido por las fuerzas sísmicas requeridas con un mínimo de 1,5 cm; la desviación máxima requerida es 0,005 veces la altura de la construcción, lo cual implica que, cuanto más alto es el edificio, más grande sería el desplazamiento. (I.CEC 12.8.1).

Se deben aplicar mayores refuerzos en las esquinas interiores y en las esquinas exteriores de los edificios en los que una junta de dilatación resulte costosa.

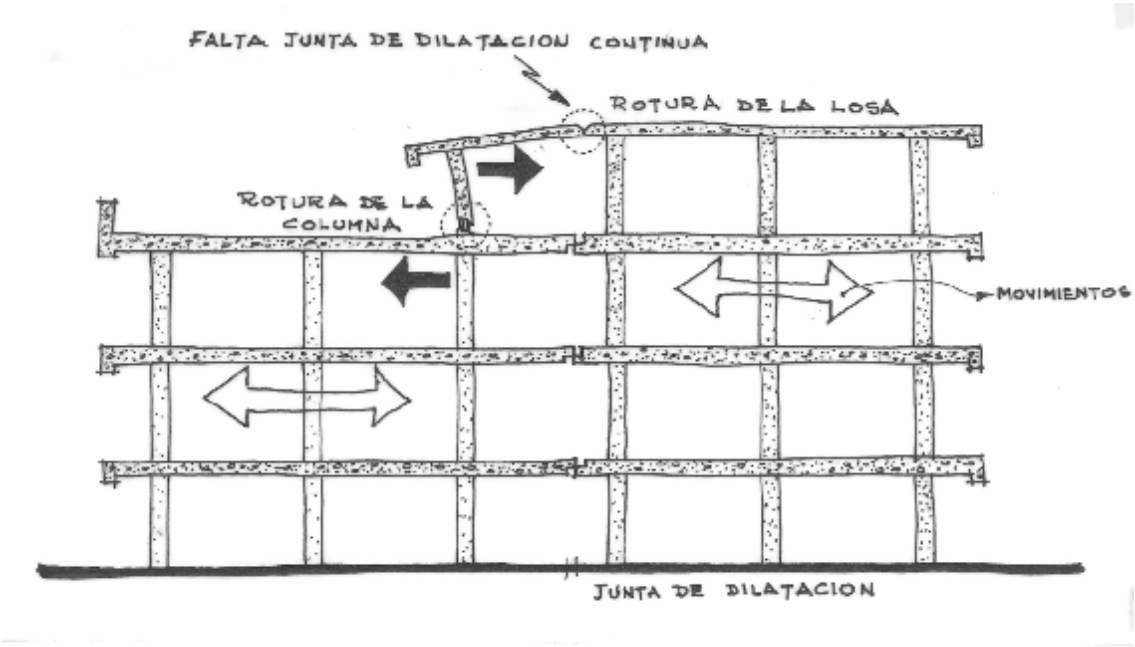


Es admitido por todos que los edificios se balancean durante un sismo; pero, muchas veces no se toma en cuenta que los edificios puedan balancearse en forma desfasada, esto es, primero separándose y luego uniéndose, y cada uno con su propio período natural de vibración, pudiendo los edificios golpearse entre sí, a menos que se hallen adecuadamente separados. Por consiguiente, se debe procurar que los edificios estén localizados y diseñados de tal forma que se evite este martilleo.

En una edificación se observó que una junta de dilatación separaba prácticamente al edificio en dos bloques independientes, con la particularidad de que dicha junta se perdió en la parte superior, como se ilustra en la figura.

Resulta evidente que estos dos sistemas estructurales diferentes se comportaran de manera distinta durante un sismo y, por consiguiente, el elemento de unión entre los mismos debió tener en cuenta este fenómeno.

Durante un sismo, el movimiento independiente de los dos bloques causó la falla de este elemento de unión, como se ilustra en esta figura



Cuando no es posible dejar grandes espacios entre bloques independientes, es importante que se coloque en la junta de dilatación un material que absorba los choques.

4.10 Fuerza lateral sobre los elementos de las estructuras.

Las partes o porciones de las estructuras y su anclaje deberán ser diseñados para fuerzas laterales (F_p) de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_p = I.CpS.\ W_p \text{ (I.CEC 12.7.1)}$$

Donde:

F_p	=	fuerza lateral sobre una parte de construcción
I	=	importancia del edificio
C_p	=	coeficiente de esta parte de construcción específica
S	=	coeficiente numérico para la resonancia de la estructura en el sitio
W_p	=	la carga muerta de esta parte de construcción

En la siguiente Tabla, el factor I.CpS es indicado para las tres diferentes posibilidades de I. (I - 1,25 - 1,5) y para S = 1,5 (I.CEC 12.7).

Parte o porción de los edificios	Dirección de la fuerza	S = 1,5 (I.CEC 12.4.9) I = 1,0 I.CpS	I = 1,25 I.CpS	I = 1,5 I.CpS
a_1 – Paredes exteriores soportantes o no soportantes; paredes interiores soportantes divisorias y no soportantes; antepechos de mampostería y hormigón.	Perpendicular a su superficie F. min = 25 kg/m²			
a_2 – Torres y depósitos más su contenido; – casilleros de almacenamiento de más de 2 m de altura con contenido; – chimeneas, pináculos, cornisas o cobertizos; – equipo y maquinarias formando un todo dentro de un edificio.	En cualquier dirección	0,30	0,38	0,45
a_3 – Sistemas de armadura de techo suspendida, peso mínimo 25 kg/m².	En cualquier dirección horizontal			
b_1 – Parapetos en voladizo.	Perpendicular a su superficie			
b_2 – Ornamentaciones y añadidos exteriores e interiores; – conexiones para paneles exteriores; – conexiones para paneles prefabricados que son parte del sistema soportante verticalmente o resistente lateralmente; – conexiones de otros elementos que están atados al exterior.	En cualquier dirección	1,0	1,0	1,0
c Equipo de seguridad o de servicios esenciales, formando parte de un edificio.	En cualquier dirección	0,75	0,90	1,0
d_1 – Depósitos más su contenido, cuando se apoyen sobre el suelo.				
d_2 – pisos y techos que actúan como diafragmas (las fuerzas más grandes debido al sistema de construcciones que prefieran).	En cualquier dirección	0,18	0,23	0,27
e – Conexiones para elementos estructurales prefabricados que no sea paredes. La fuerza será aplicada en el centro del conjunto.	En cualquier dirección	0,45	0,56	0,68

CAPITULO 5.

CALCULO DE EDIFICIOS

5.1 Para calcular los efectos de las fuerzas sísmicas en combinación con las cargas verticales, se tendrán en cuenta los esfuerzos de la carga muerta más la carga viva de diseño, a excepción de la carga viva de techo. (I.CEC 12.10.2.3).

Por consiguiente, las fuerzas sísmicas son: la fuerza V aplicada a la estructura y las fuerzas F_p aplicadas a partes o porciones de los edificios.

5.2 Las cargas vivas unitarias verticales para los diversos tipos de edificios que se usan, son las siguientes:

5.3 *Tabla de cargas vivas.* (Modificación del I.CEC 2.2).

Se calcula el edificio para la carga más grande o la más desventajosa de estos dos tipos de cargas, según el uso determinado del edificio.

CATEGORIA		Carga uniforme distribuida en kg/m². Pisos	Carga uniforme distribuida en kg/m². Escaleras, balcones, terrazas, galerías, corredores.	Carga concentrada sobre una superficie de 0,5 x 0,5 m²; esta carga es única sobre cualquier lugar. Pisos, escaleras, terrazas, corredores, rampas.
I	Viviendas	200	300	300
II	Escuelas, oficinas, hospitales, hoteles.	250	400	1 000
III	Almacenes, tiendas, talleres residenciales, garajes particulares.	300	300	1 000
IV	Talleres, fábricas, bodegas.	400	300	1 000 y según especificaciones especiales
V	Garajes públicos.	400	300	1 000
VI	Supermercados, restaurantes, iglesias, museos, salas de educación física.	400	400	1 000
VII	Salas de baile, conciertos, reuniones, cinemas, tribunas con sillas fijas, bibliotecas.	400	400	1 000
VIII	Tribunas sin sillas fijas.	500	400	1 000
IX	Techos de invernaderos y edificios agrícolas.	50		a considerar las cargas de viento
X	Techos planos.	100		acceso únicamente para servicio.
XI	Techos con pendientes ≥ 1:3	75 (cargas verticales)		

Para los comentarios a estos valores de cargas, ver Anexo IV.

5.4 Para construcciones de hasta 3 pisos, no se recomienda realizar reducciones en las cargas vivas unitarias de pisos en el diseño de columnas, pilares, muros, cimientos, cerchas, vigas y losas planas. Para construcciones de mayor altura, los criterios de reducción de las cargas vivas deben observarse en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

5.5 Es importante que cada edificio tenga una placa indicadora muy clara de las cargas de diseño del edificio o del piso en particular. Estos indicadores deben colocarse en un lugar visible, como al lado de una escalera o de una entrada. Es preferible que esta placa tenga el Código de aprobación correspondiente del Municipio.

CAPITULO 6.

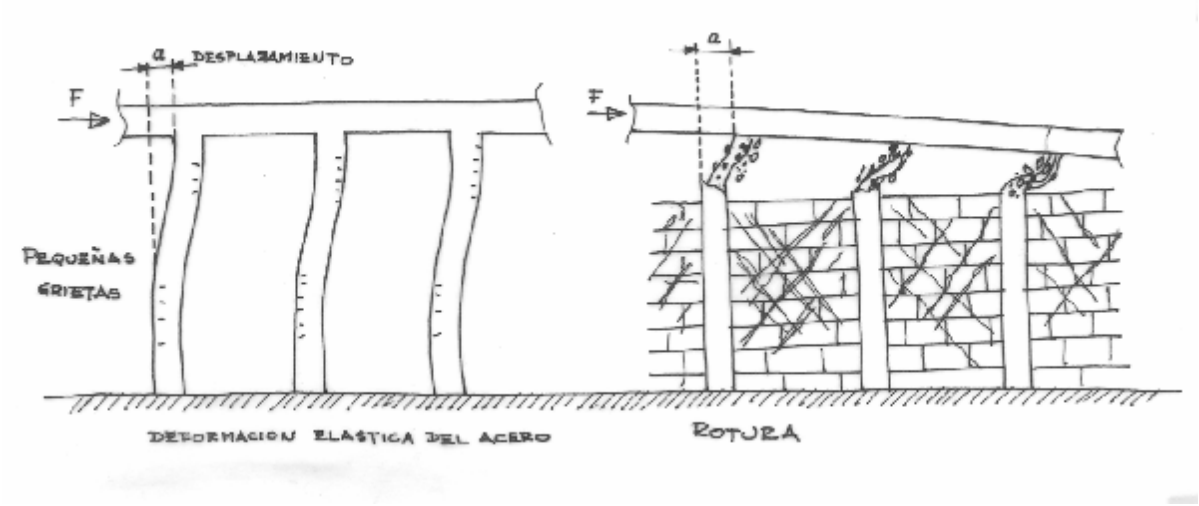
REQUISITOS DE DISEÑO

6.1 Pueden hacerse alteraciones menores en la estructura de edificios u otras estructuras existentes, siempre que la resistencia lateral resultante no sea inferior a la que se tenía antes de las alteraciones. Cuando se realizan alteraciones, es importante considerar los posibles cambios en la rigidez de las partes constructivas. (I.CEC 12.10.2.1).

6.2 Los elementos no estructurales pueden alterar profundamente el comportamiento supuesto para la estructura.

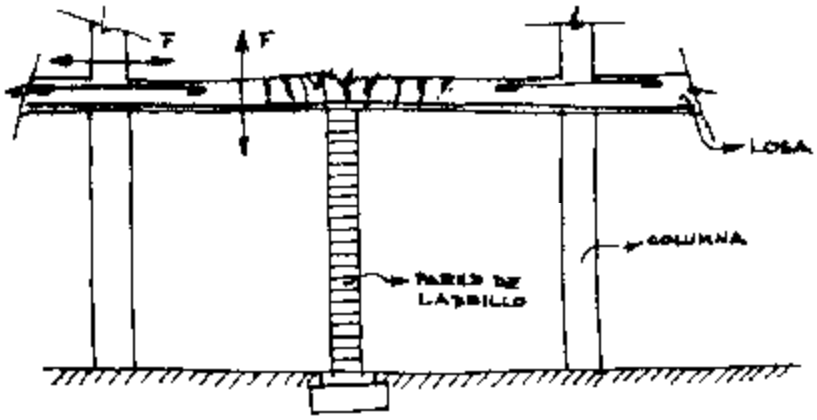
La rigidez adicional de los elementos no estructurales puede alterar la distribución de esfuerzos entre los elementos resistentes. Por su mayor rigidez relativa, los elementos no estructurales pueden afectar al sistema resistente de las estructuras de hormigón armado.

Así por ejemplo: la construcción de paredes de ladrillo macizo posterior produce un efecto de arriostramiento o muro resistente lateralmente, y, por consiguiente, las fuerzas laterales originadas en un terremoto, incluido el efecto de vuelco, son atraídas hacia las zonas donde se encuentran estos elementos. Los ángulos de deflexiones son muy superiores a los previstos y hacen que las columnas adyacentes puedan incluso romperse, antes de que los muros de ladrillo lleguen al agotamiento, como se ilustra en la figura.



La colocación arbitraria de estos elementos no estructurales, pero rígidos, puede introducir "efectos de torsión" donde no estaban previstos.

En otros casos, los elementos no estructurales pueden producir "efectos de apoyo" en secciones de elementos estructurales, como losas y vigas, donde no ha sido colocada armadura para esta situación, produciéndose rajaduras que comprometen seriamente a estos elementos, como se ilustra en la figura.



6.3 Por estas razones, se estipula que:

Los pórticos espaciales a flexión (dúctil) pueden estar incorporados o yuxtapuestos a otros elementos más rígidos, que pudieran descargarlos de resistir las fuerzas laterales, siempre que se pueda demostrar que la acción o falla de estos elementos más rígidos no deteriorará la capacidad resistente vertical y horizontal del pórtico espacial. (I.CEC 12.10.1.5).

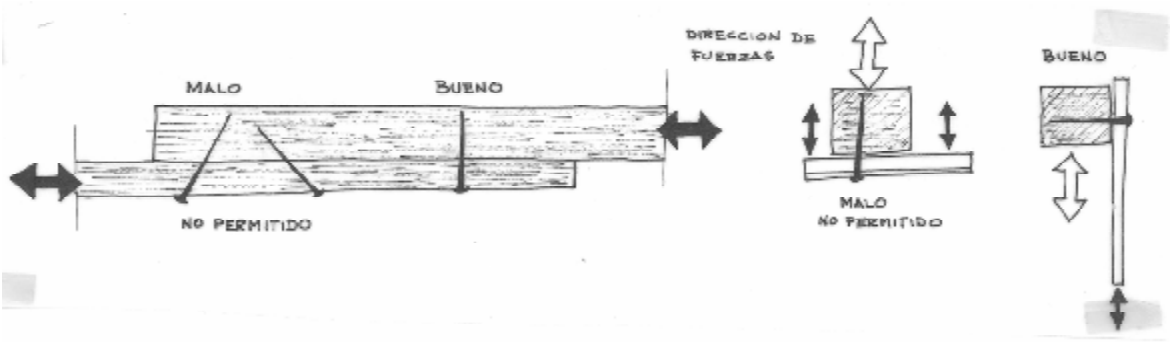
6.4 Cuando se utilicen diafragmas de madera para apoyar lateralmente paredes de hormigón o mampostería, el anclaje debe hacerse a todos los pisos y cubiertas que les sirve de apoyo lateral (I.CEC 12.10.3.1).

- Estos anclajes deben resistir a las fuerzas horizontales con un mínimo de 300 kg/m.

- Las paredes serán diseñadas para resistir la flexión entre los anclajes.

- Los anclajes en mampostería deberán ser embebidos en un elemento estructural reforzado de la pared.

- El anclaje no se realizará utilizando clavos oblicuos o clavos sujetos a retiro para fuerzas paralelas a la dirección de los clavos.



6.5 Los paneles prefabricados que no formen parte del sistema soportante verticalmente o del resistente lateralmente, u otros elementos que estén en el exterior formando la fachada, deberán ser adecuados para los movimientos de la estructura, resultantes de las fuerzas laterales.

6.6 Los paneles de hormigón u otros elementos deberán estar apoyados por medio de hormigón vertido en situ o ataduras mecánicas; de acuerdo con las siguientes previsiones. (I.CEC 12.10.3.3).

a) Las conexiones y empalmes de los paneles deberán tolerar movimientos relativos entre pisos de, por lo menos, 3/K la desviación del piso, producida por las fuerzas sísmicas requeridas, con un mínimo de 6 mm. (Para factor V ver numeral 4.4).

b) Las conexiones deberán tener la suficiente ductilidad y capacidad de giro, de manera que se eviten las fracturas en el hormigón o fallas en o cerca de las soldaduras. Las inserciones o anclajes en el hormigón deberán estar unidas o enlazadas alrededor del acero de refuerzo, de tal forma que transfiera las fuerzas de manera efectiva al acero de refuerzo.

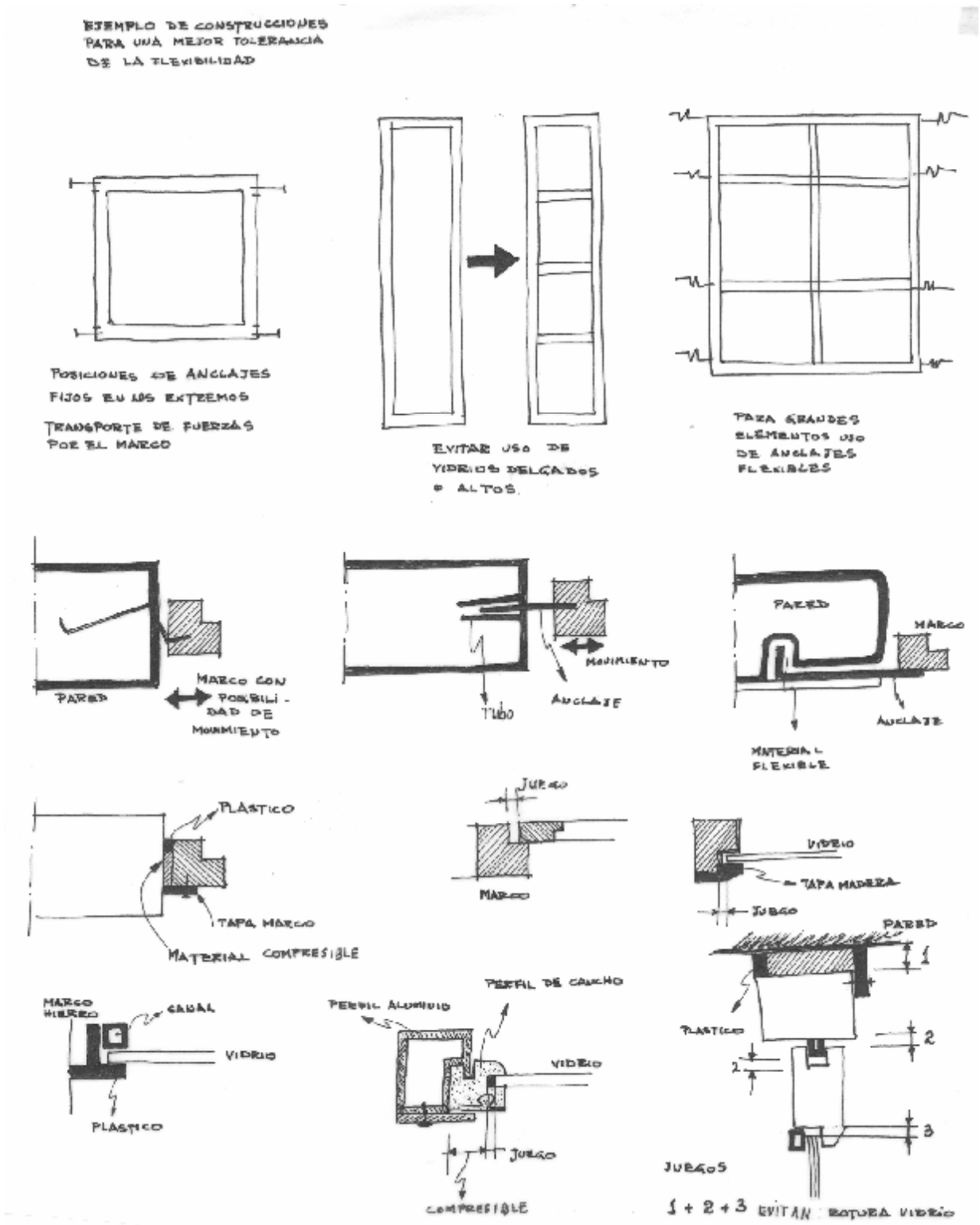
c) Las conexiones para permitir movimientos en el plano del panel, por la desviación del piso, pueden ser uniones deslizables, utilizando agujeros oblongos, o pueden ser conexiones de acero que permitan movimientos por flexión u otras conexiones que provean de una capacidad de ductilidad equivalente.

6.7 Las deflexiones laterales o desviaciones relativas de un piso, con respecto a los pisos adyacentes, no deberán exceder 0,005 veces el alto del piso, por ejemplo: piso 2 m, deflexión 1,0 cm. El desplazamiento calculado por la aplicación de las fuerzas laterales requeridas deberá multiplicarse por 1/K, para obtener la desviación (1/K ≥ 1). (I.CEC 12.8.1).

6.8 Deflexión máxima permisible para miembros estructurales

Tipo de miembro I.CEC 7.1. (a) II.CEC 9.5 (b)	Miembro cargado solamente con carga viva	Miembro cargado con carga viva más carga muerta
Miembro de cubierta que soporta revoques o miembros de piso	L/360	L/240
Techos planos que no soportan y no estén ligados a otros elementos estructurales	L/180	Para deflexiones mayores se debe justificar que causan daños estructurales.

Juegos de flexibilidad en la construcción de marcos para ventanas y puertas



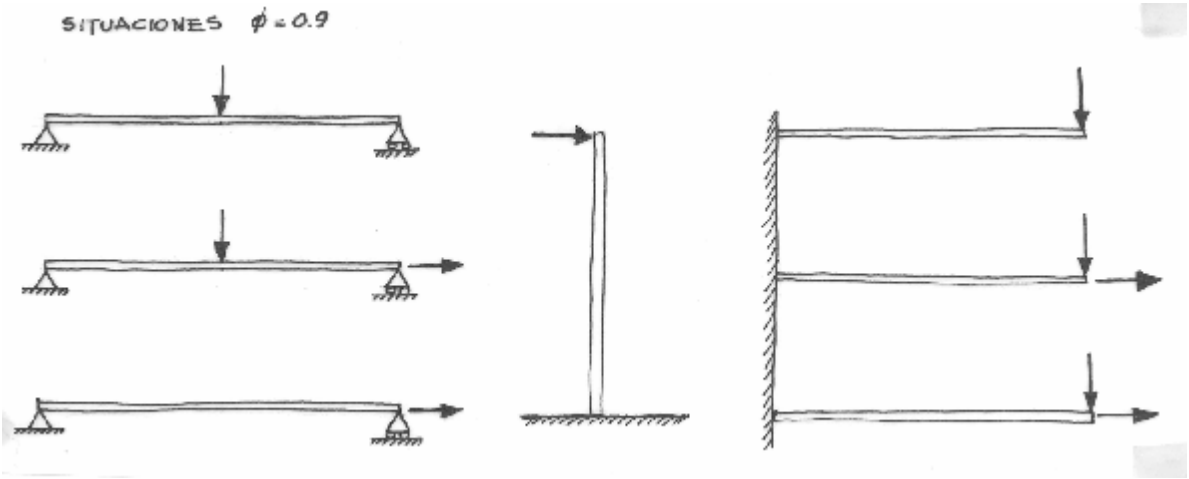
CAPITULO 7.

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

7.1 La resistencia de un elemento o sección transversal, en términos de carga, momento cortante o esfuerzo, deberá tomarse como la resistencia calculada de acuerdo con los requisitos del Código, incluyendo un factor de reducción de capacidad ϕ.

Deberán usarse los siguientes valores de ϕ. (II.CEC 9.2.1).

1) Flexión en hormigón armado con o sin tensión axial, y para tensión axial 0,90

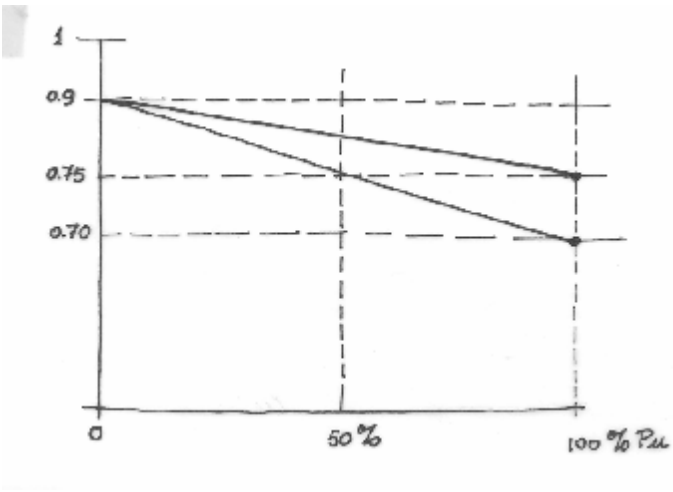


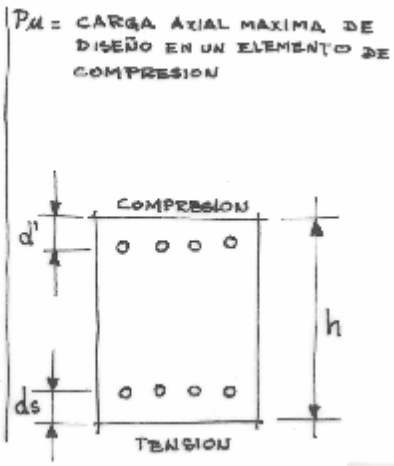
2) Compresión axial o flexocompresión

a) Para elementos con refuerzo transversal en espiral 0,75

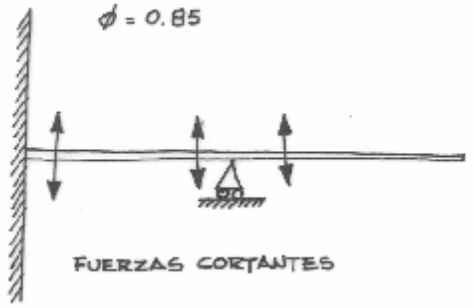
b) Para elementos con otro tipo de refuerzo transversal 0,70

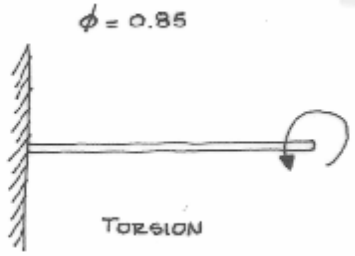
El coeficiente ϕ se puede aumentar linealmente hasta 0,90 a medida que P_u máxima disminuye a cero, para secciones simétricas y secciones en que $\frac{h - d' - ds}{h} \geq 0{,}70$





3) Fuerza cortante y torsión 0,85





4) Aplastamiento en hormigón 0,70

5) Flexión en hormigón simple (no reforzado) 0,65

7.2 *Resistencia requerida.*

La resistencia requerida para construcciones de hormigón armado es la combinación de las fuerzas calculadas de la carga viva, carga muerta, fuerzas sísmicas o carga de viento, todo en combinación con el factor $_0$ (párrafo anterior) y un factor de mayoración de carga determinado.

Este factor de mayoración de carga es un factor de seguridad y es diferente para varios materiales de construcción, varias construcciones y varias combinaciones de fuerzas.

La *resistencia requerida* **U** para resistir *la carga muerta* **D** *y la carga viva* **L** será siempre por lo menos igual a:

$$U \geq 1{,}4\ D + 1{,}7\ L \qquad \text{(II. CEC 9.3.1)}$$

Si en el diseño de una estructura o elemento, van a incluirse los efectos estructurales de una carga de viento especificada, **W (viento),** deben investigarse las siguientes combinaciones de **D, L y W**, para determinar la mayor resistencia requerida **U**.

$$U \geq 0{,}75\ (1{,}4\ D + 1{,}7\ L + 1{,}7\ W)$$

Y en caso de fuerzas sísmicas

$$U \geq 0{,}75\ (1{,}4\ D + 1{,}7\ L + 1{,}87\ E) \qquad \text{(II. CEC 9.3.3)}$$

Siendo **E** = fuerza sísmica.

Los datos estadísticos sobre viento en el Ecuador muestran que las cargas debido al viento son relativamente pequeñas y menores a las cargas debido a fuerzas sísmicas.

Debe comprobarse la determinación de la condición más crítica para los casos en que **L** tenga su valor total o que esté completamente ausente y,

$U \geq 0{,}9\ D + 1{,}3\ W$ pero siempre;
$U \geq 0{,}9\ D + 1{,}43\ E$
$U \geq 1{,}4\ D + 1{,}7\ L$

Para los pórticos espaciales resistentes a flexión dúctil. (II. CEC 21.3).

$$U = 1,40\ D + 1,40\ L + 1,40\ E$$

$$U = 0,90\ D + 1,40\ E$$

Con *empuje lateral de tierra* **H***;* $U \geq 1,4\ D + 1,7\ L + 1,7\ H$.

En el caso que el empuje de la tierra **H** sería reducido por **D** o **L**, la **U** sería ≥ 1,26 D + 1,7 H. (II. CEC 9.3.4).

Con *empuje lateral de líquidos* **F***;* $U \geq 1,4\ D + 1,7\ L + 1,4\ F$.

En el caso que el empuje del líquido **F** sería reducido por **D** o **L**, la **U** sería ≥, 1,26 D + 1,4 F. (II. CEC 9.3.5).

Cuando se incluyen las fuerzas debido a los asentamientos diferenciales, el flujo plástico del hormigón, la contracción o los cambios de temperatura, deben incluirse en la carga muerta **D** y calcular la resistencia. (II.CEC 9.3.7).

$$U = 0,75\ (1,4\ D + 1,7\ L)$$

7.3 *Acero de refuerzo.*

Debe usarse acero de refuerzo con resaltes, excepto en el caso de espirales y estribos.

Las varillas de refuerzo deben cumplir con la Norma INEN 102: "Barras con resaltes de acero al carbono laminados en caliente para hormigón amado", y la Norma INEN 101: "Barras lisas de acero al carbono de sección circular laminados en caliente para hormigón armado".

Los requisitos de la prueba de doblado para todas las varillas de 8 mm a 32 mm se basarán en dobleces a 180° de varillas de tamaño natural alrededor de un pasador o mandril, de un diámetro como lo especificado en la tabla siguiente. (II. CEC 3.5.1).

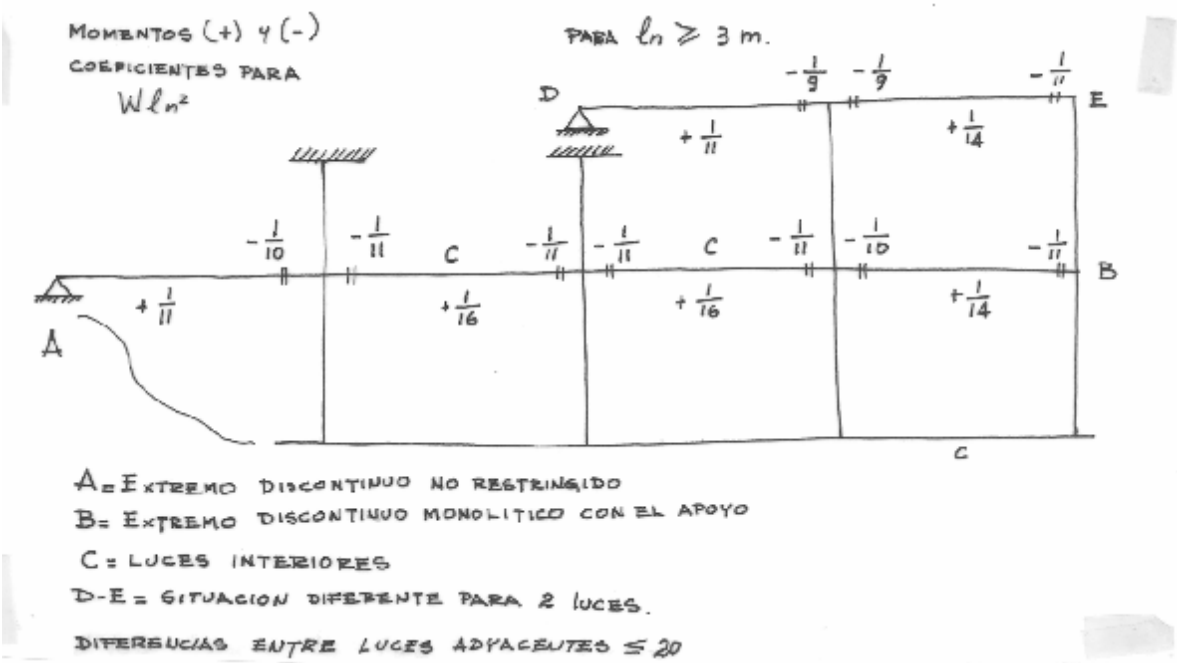
Designación de la varilla en mm	**Diámetro del pasador para una prueba de doblado**
8 – 10 – 12 - 14	3,5 diámetros de la varilla
16 - 18 - 20 - 22	5 diámetros de la varilla
25 - 28 - 32	7 diámetros de la varilla

La resistencia a la fluencia debe ser, por lo menos, de 4 200 kg/cm^2 y la deformación unitaria ≥ 0,35%

7.4 *Análisis y diseño de pórticos.*

Excepto para el hormigón preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis de pórticos para edificios de construcción, tipo usual en luces y altura de entrepisos.

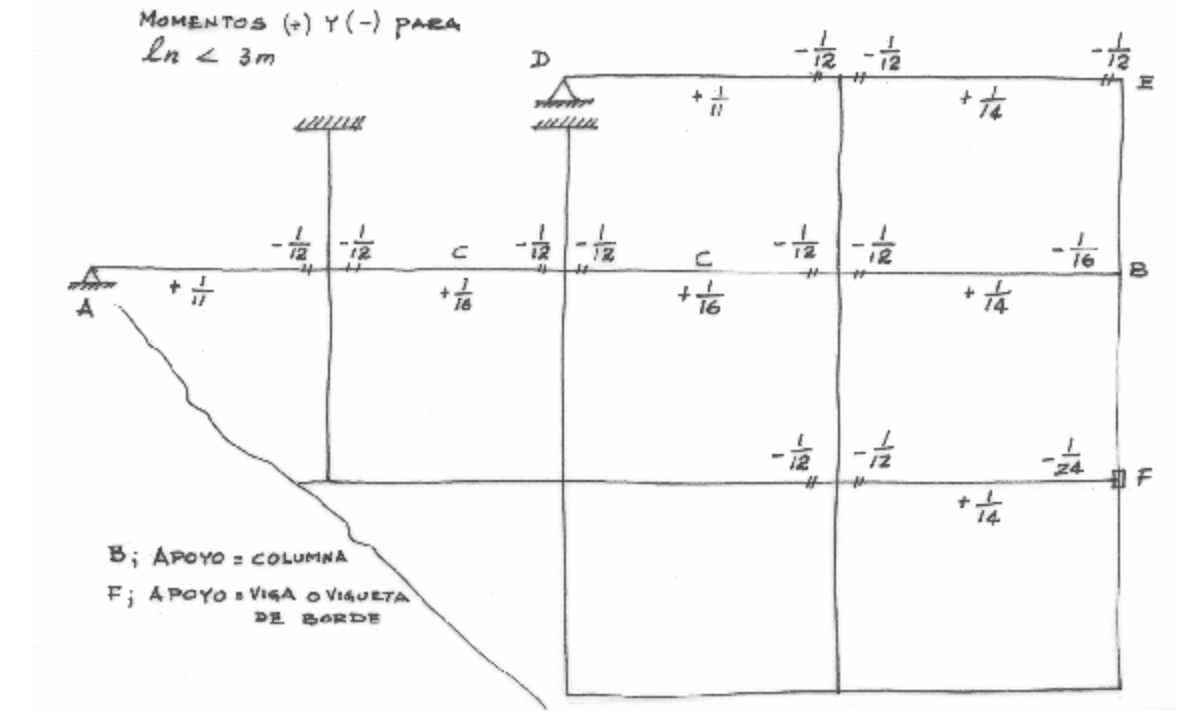
Para dos o más luces aproximadamente iguales (diferencias de luces adyacentes ≤ 20%), con cargas uniformemente distribuidas, cuando la carga viva unitaria no excede en más de 3 veces la carga muerta unitaria, se pueden emplear los siguientes momentos y cortantes en el diseño. (II.CEC 8.4.2).



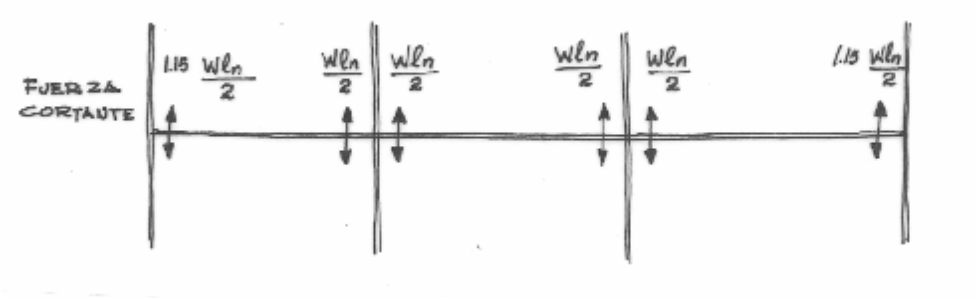
Momentos negativos y positivos en las construcciones con:

a) Luces ≤ 3 m

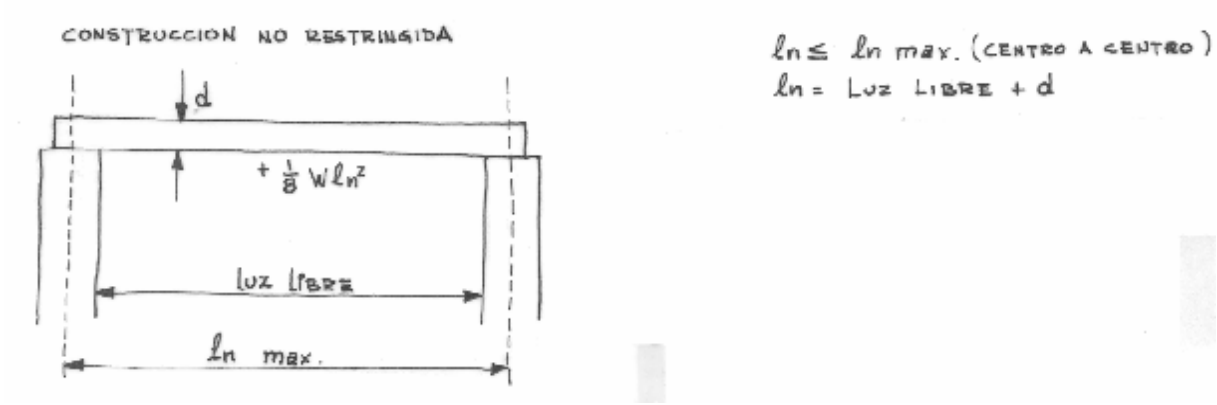
b) Vigas y viguetas en las cuales la rigidez de la viga exceda de ocho en cada extremo de la luz.



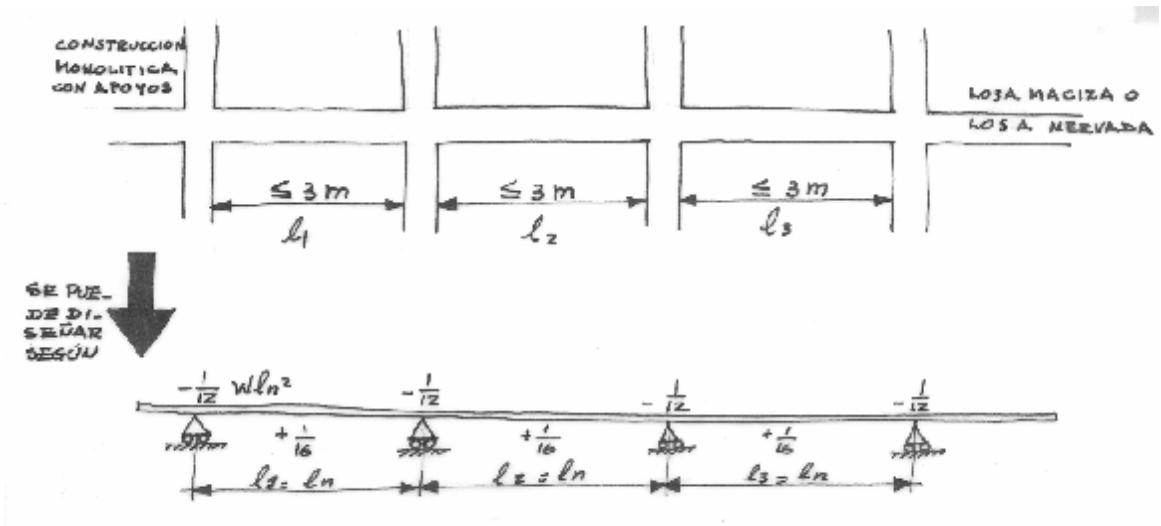
Fuerza cortante en miembros extremos del primer grupo interior y todos los demás apoyos:



La longitud de la luz de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos, debe considerarse como la luz libre más la altura de la losa o viga, pero sin exceder la distancia centro a centro de los apoyos. (II.CEC 8.5.2.1).

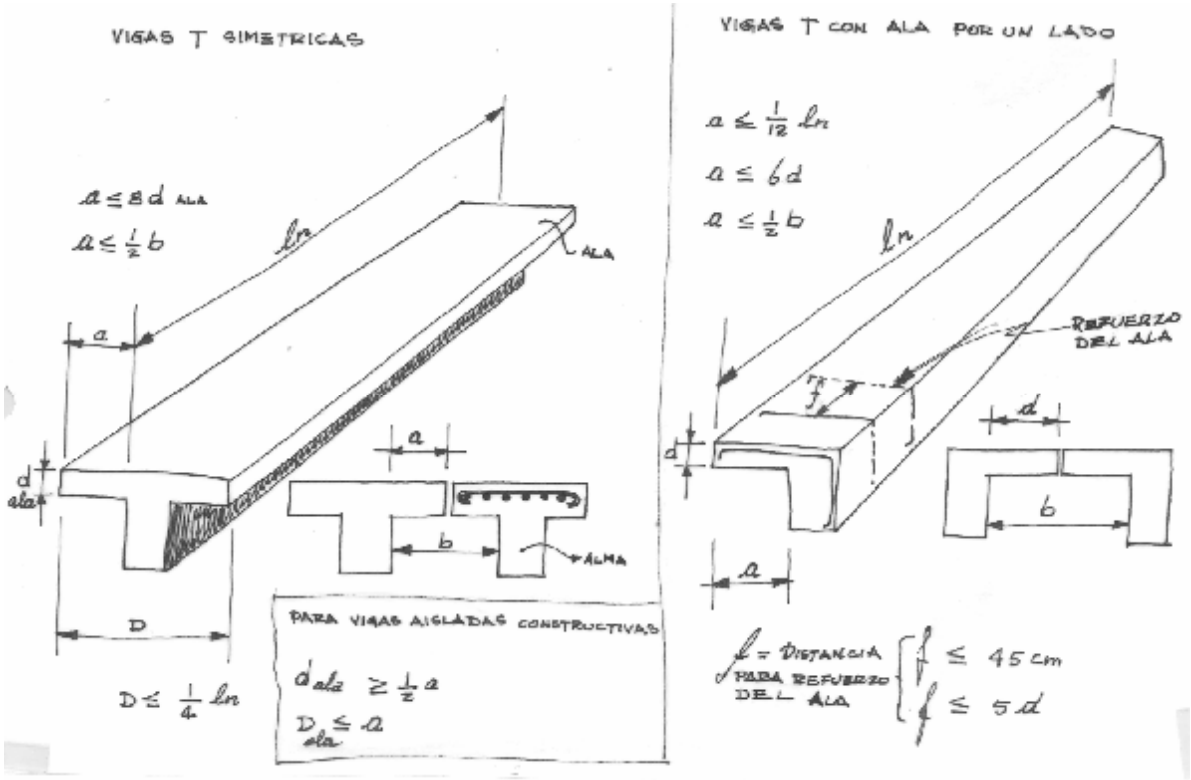


Las losas macizas o nervadas, con luces libres, no mayores de 3 m, y construidas monolíticamente con sus apoyos, se pueden diseñar como losas continuas sobre apoyos libres, con luces iguales a las luces libres de la losa; el ancho de vigas puede despreciarse. (II.CEC 8.5.2.3)



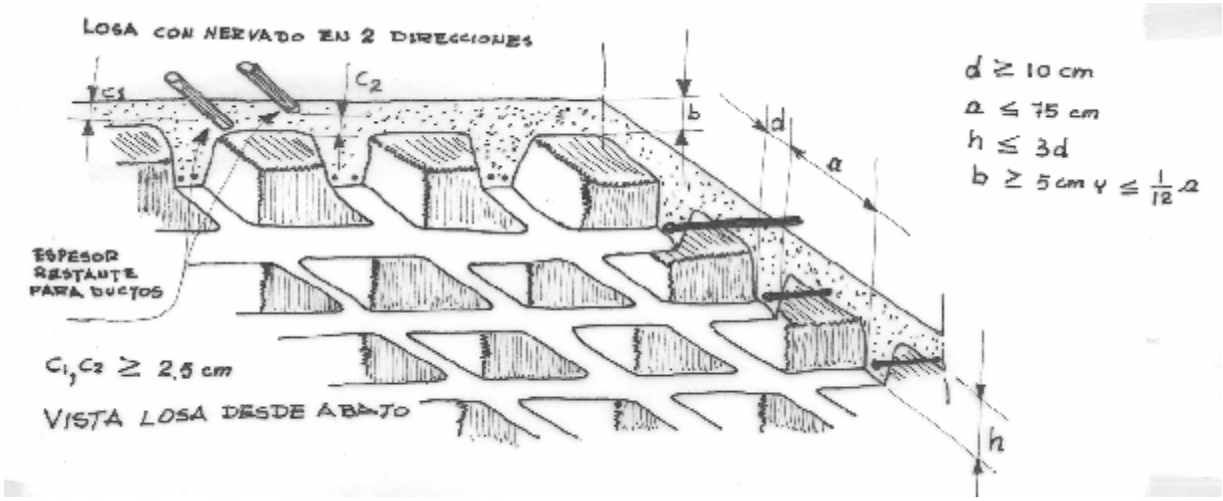
7.5 *Requisitos para vigas T.*

(II.CEC 8.7).



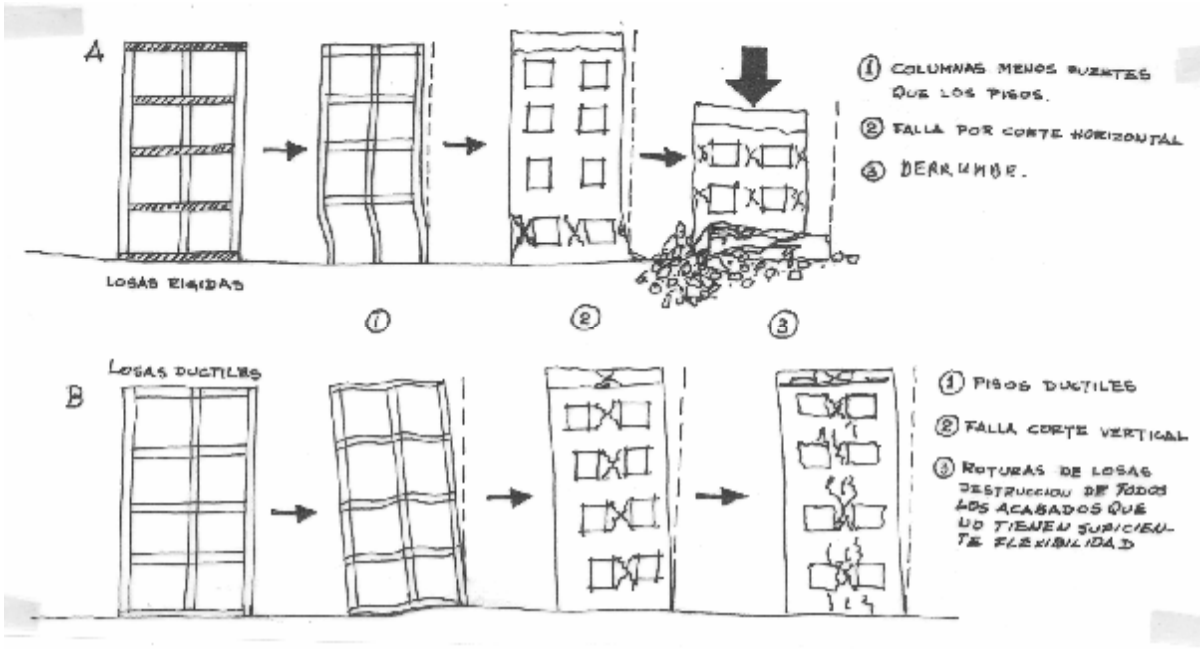
7.6 *Requisitos para losas nervadas.*

La construcción de losas nervadas de hormigón consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una loseta colocada en la parte superior, que actúa en una dirección o dos direcciones perpendiculares. (II.CEC 8.8).



7.7 *Las columnas de hormigón armado.*

En las construcciones de hormigón armado, la construcción de las columnas es el punto más crítico. La función diferente entre la acción de las columnas contra la acción de los pisos, para rigideces diferentes durante la deformación inelástica de los miembros, es la siguiente:



Para evitar estas situaciones, las columnas A deben ser de una construcción:

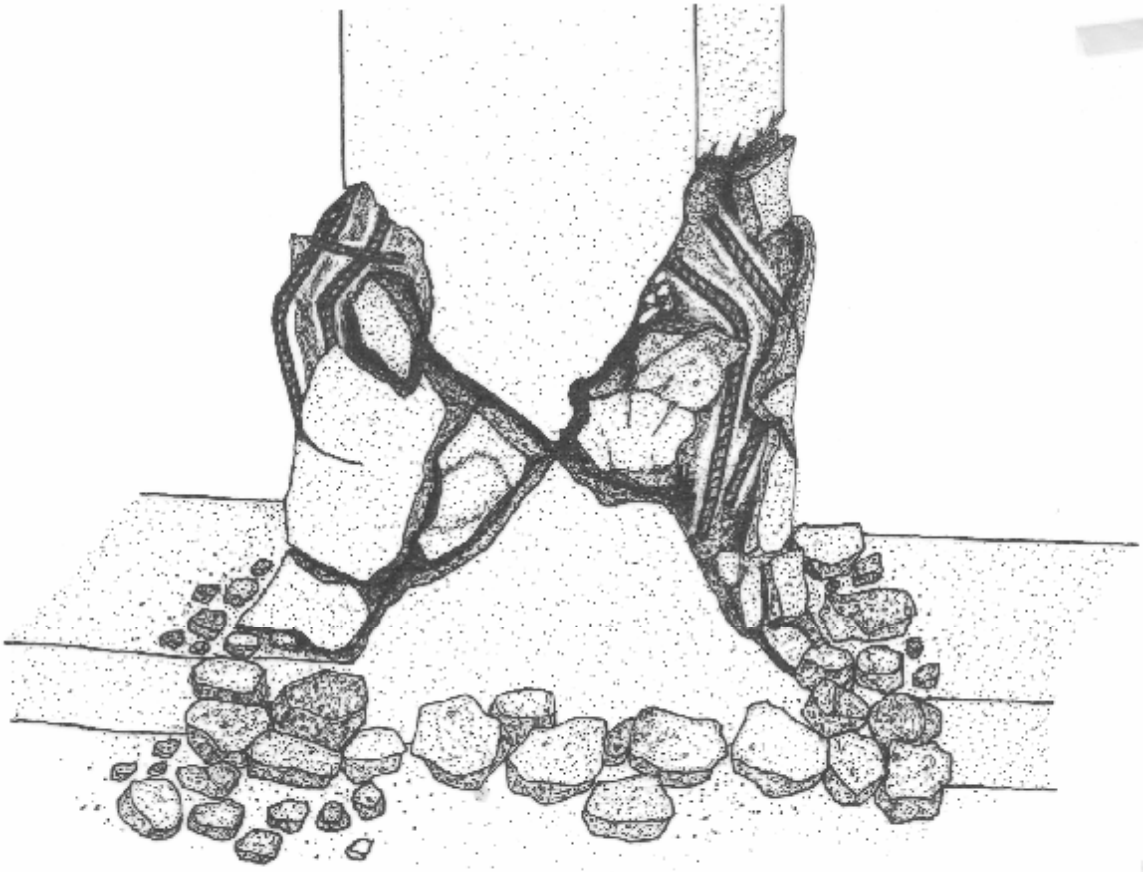
a) más rígida que los pisos,

b) que absorban más energía durante la deformación inelástica de los miembros que unen,

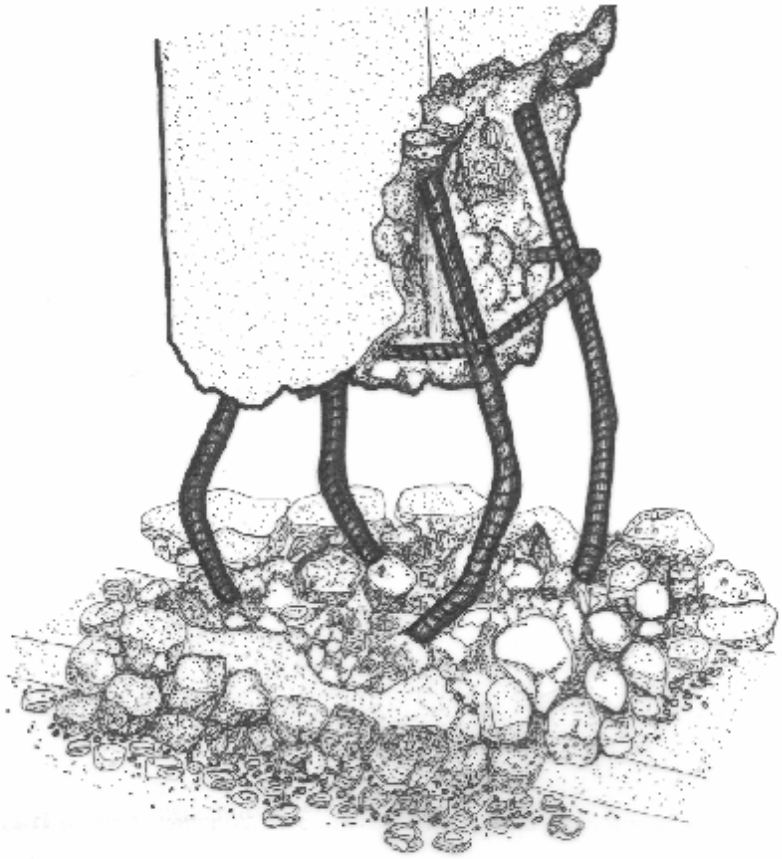
c) que sigan funcionando (soportando la carga vertical) después de la deformación inelástica. (ductilidad).

Esto resulta de suma importancia, especialmente en las columnas de esquinas y exteriores, en las cuales falta confinamiento del hormigón.

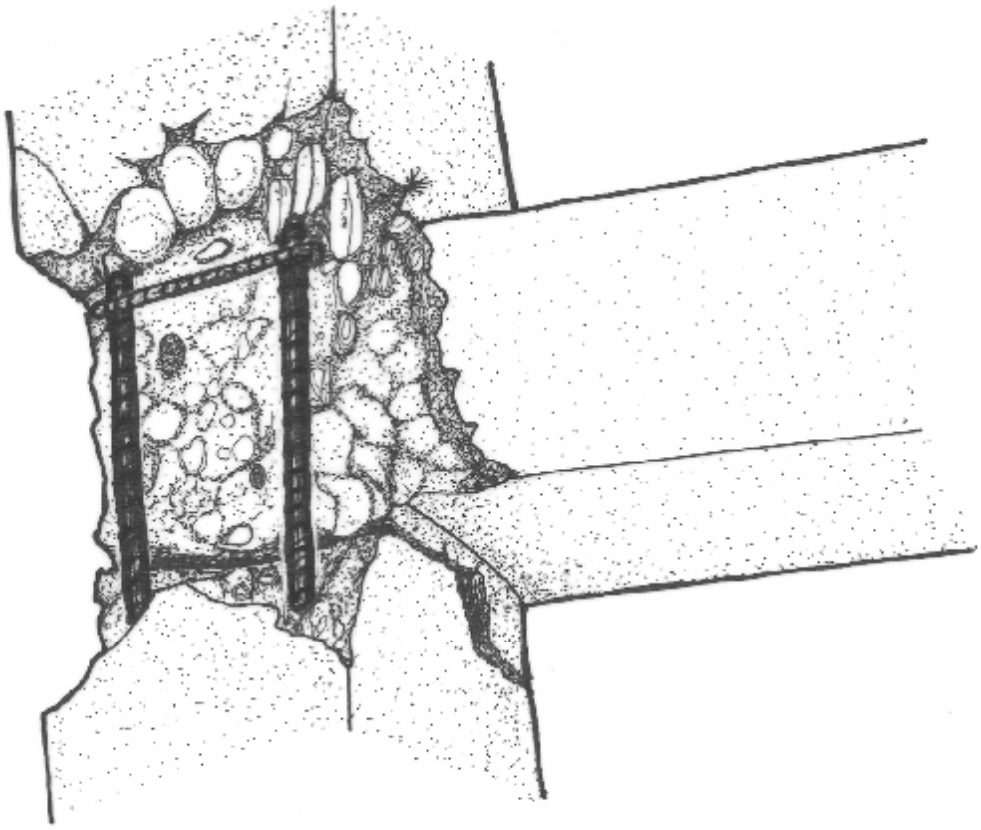
Es práctica defectuosa y muy corriente omitir los estribos de las columnas en las uniones con vigas o losas lo cual origina la pulverización de las partes extremas de las columnas, durante la deformación inelástica. Esto se debe a una insuficiente cantidad de estribos en las regiones donde se produce el momento máximo. La falta de este refuerzo compromete seriamente a los nudos durante un sismo, como se ilustra en las cuatro figuras siguientes:



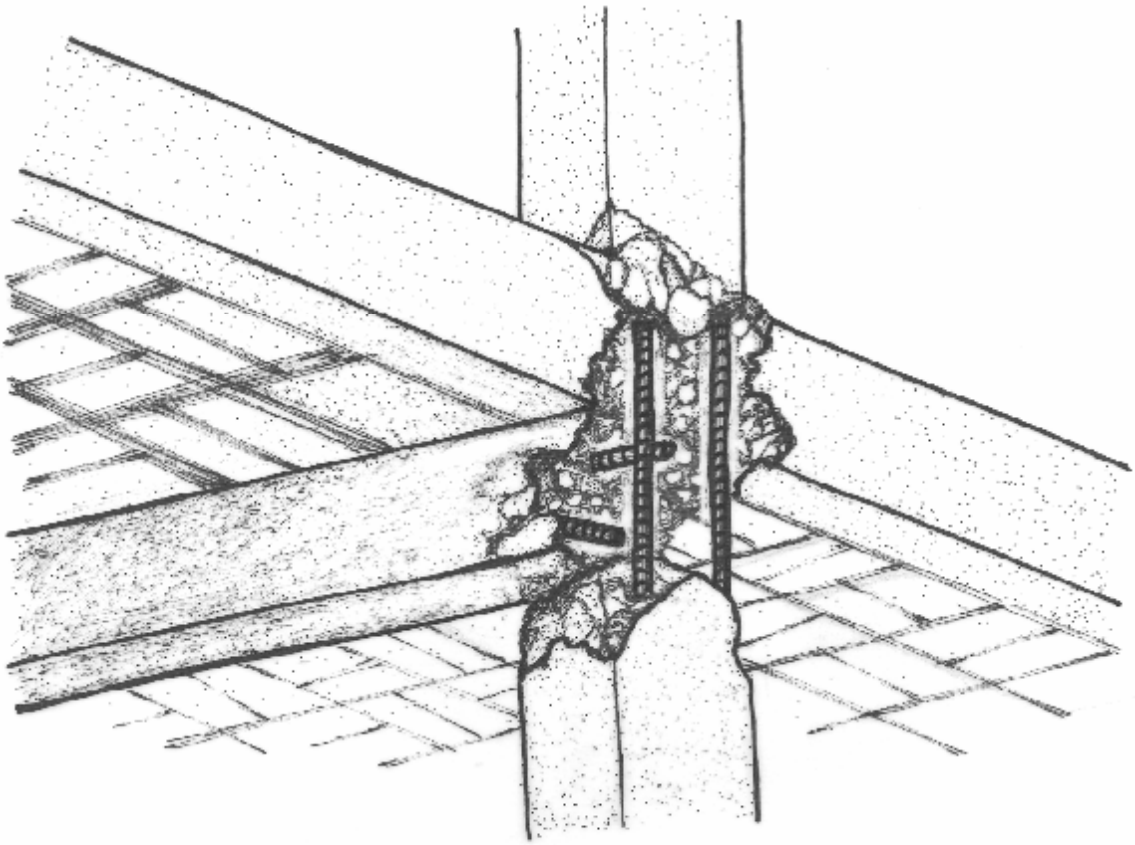
Falla típica del hormigón debido a la falta de armadura transversal (estribos) de confinamiento.



Falta de estribos de confinamiento en la parte inferior de las columnas.



Falta de refuerzo de confinamiento en un nudo esquinero. Mala granulometría de los agregados.

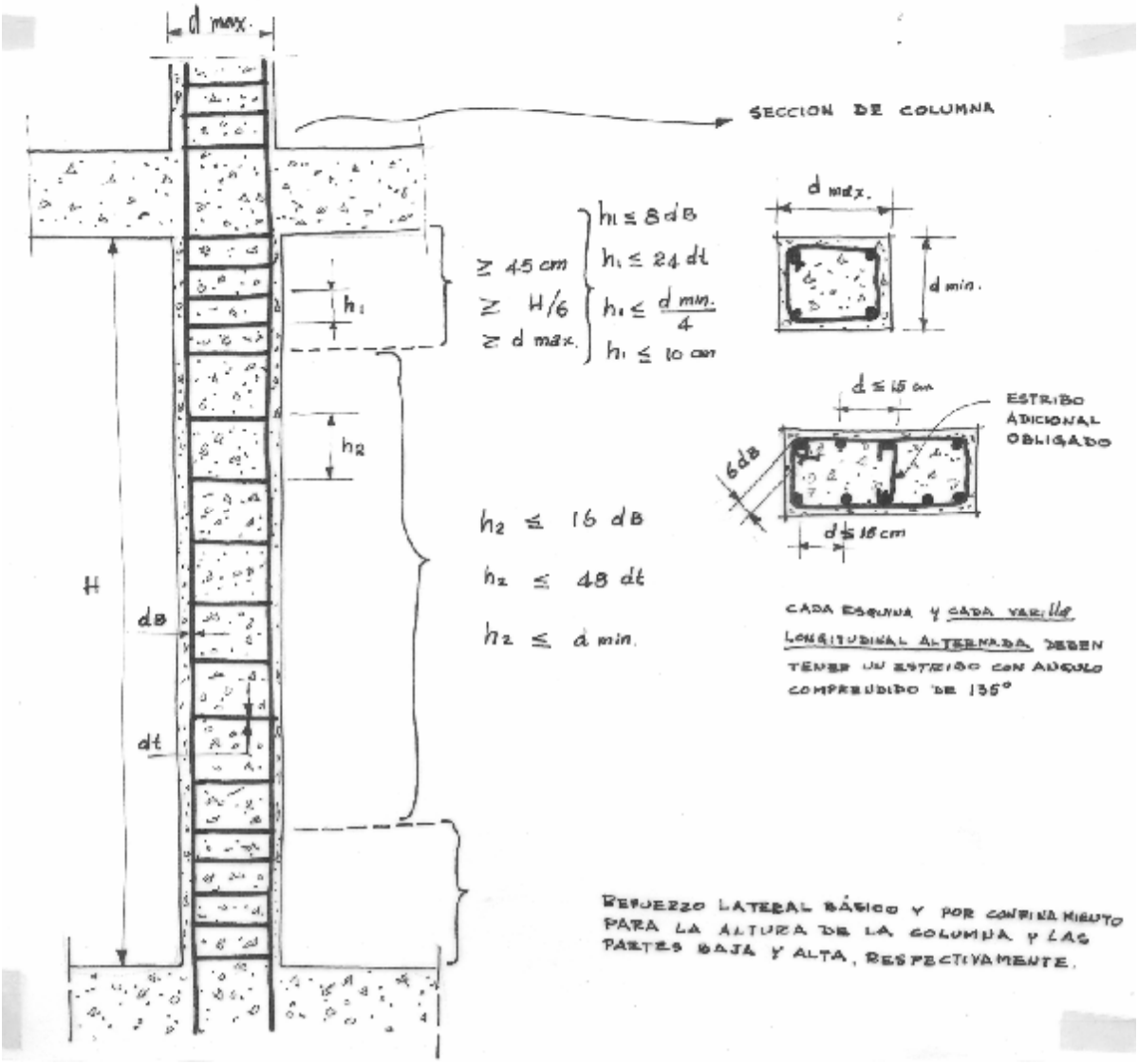


Alta rigidez del elemento viga-losa con relación a la columna. Falta de estribos y anclaje.

La armadura transversal adicional de confinamiento es específicamente necesaria en las zonas de las columnas próximas a los nudos y en el interior de los nudos, en los casos de columnas esquineras o exteriores.

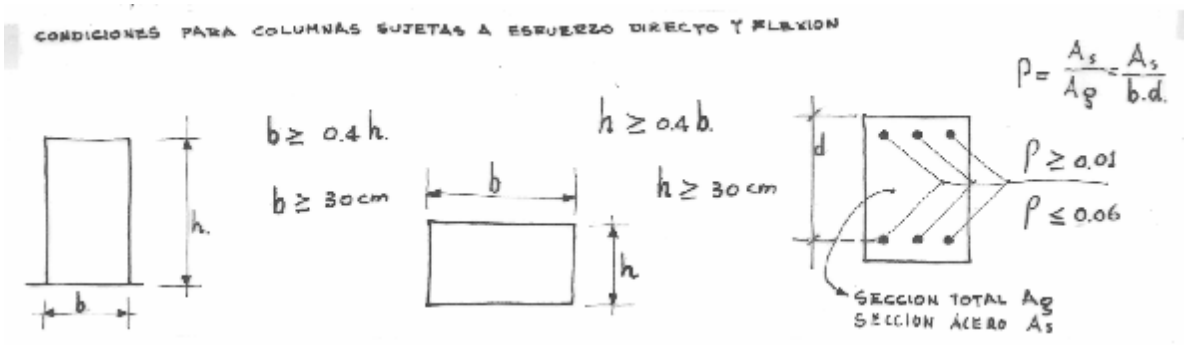
Para asegurar la capacidad de las columnas a la carga vertical, deben evitarse los daños de las mismas, lo cual se consigue solamente dotando a las columnas de la suficiente capacidad de momento, como para obligar a que, en las vigas, se produzcan primero las articulaciones plásticas. En el caso de que esto no sea posible y se prevé que en las columnas pueden formarse primero las articulaciones plásticas, se las dota de refuerzo de confinamiento para asegurar su ductilidad.

Este es un refuerzo en espiral o estribos cerrados, en una longitud mínima (a partir de la cara de intersección) igual a la dimensión mayor en columnas de sección rectangular o al diámetro en las columnas de sección circular, 45 cm o la sexta parte de la altura libre de la columna, con los espaciamientos que se indican en la figura siguiente. (II.CEC 21.3.5).



Para columnas sujetas a esfuerzo directo y flexión, la relación de la dimensión mínima ala máxima no será menor que 0,40 cm y ninguna de las dimensiones será menor que 30 cm. (II.CEC 21.3.6).

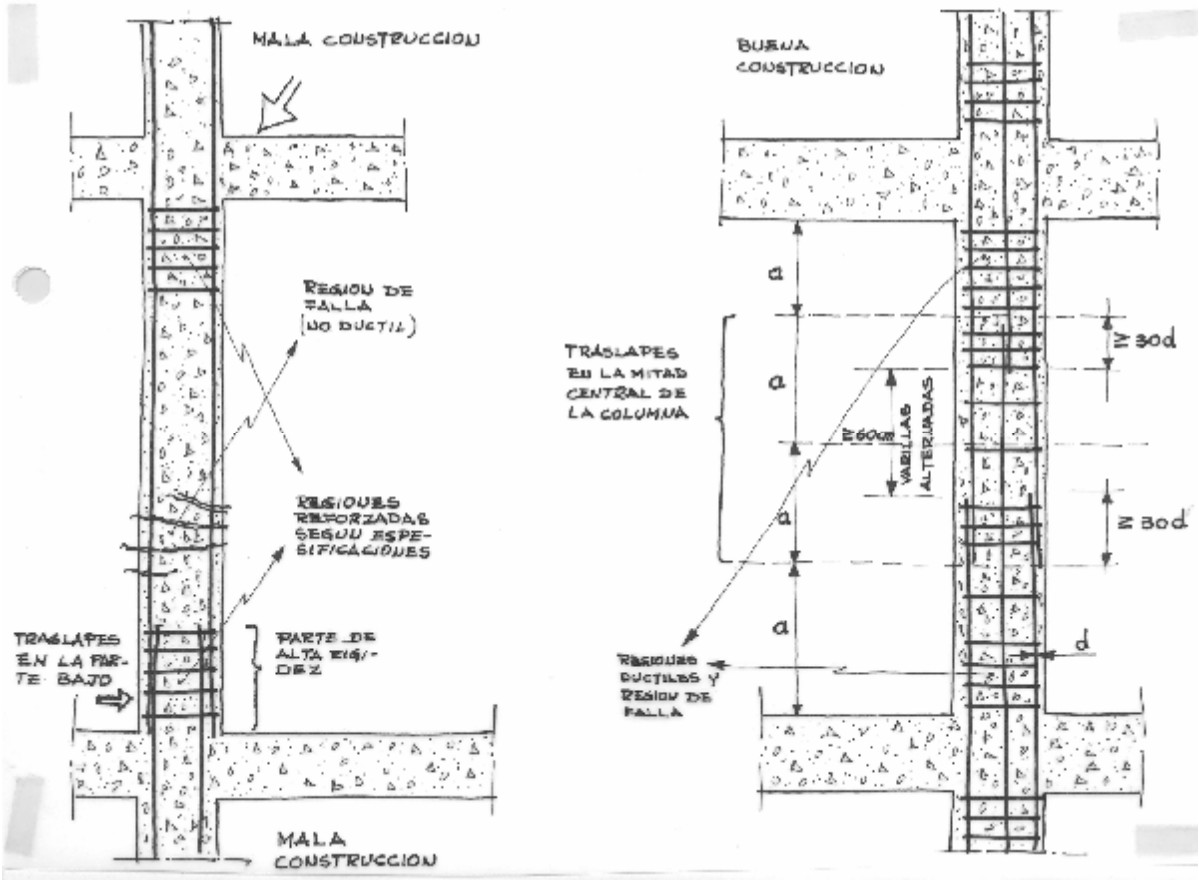
La cuantía de refuerzo p en columnas con estribos no será menor que 0,01 ni mayor de 0,06



Para evitar una sección de alta rigidez en la parte baja o sobre una columna, los empalmes traslapados deberán hacerse en la mitad central de la altura de la columna y la longitud de traslapo no será menor de 30 diámetros de la varilla. La continuidad también puede efectuarse por medio de soldado o por dispositivos mecánicos aprobados. (II.CEC 21.3.6.3).

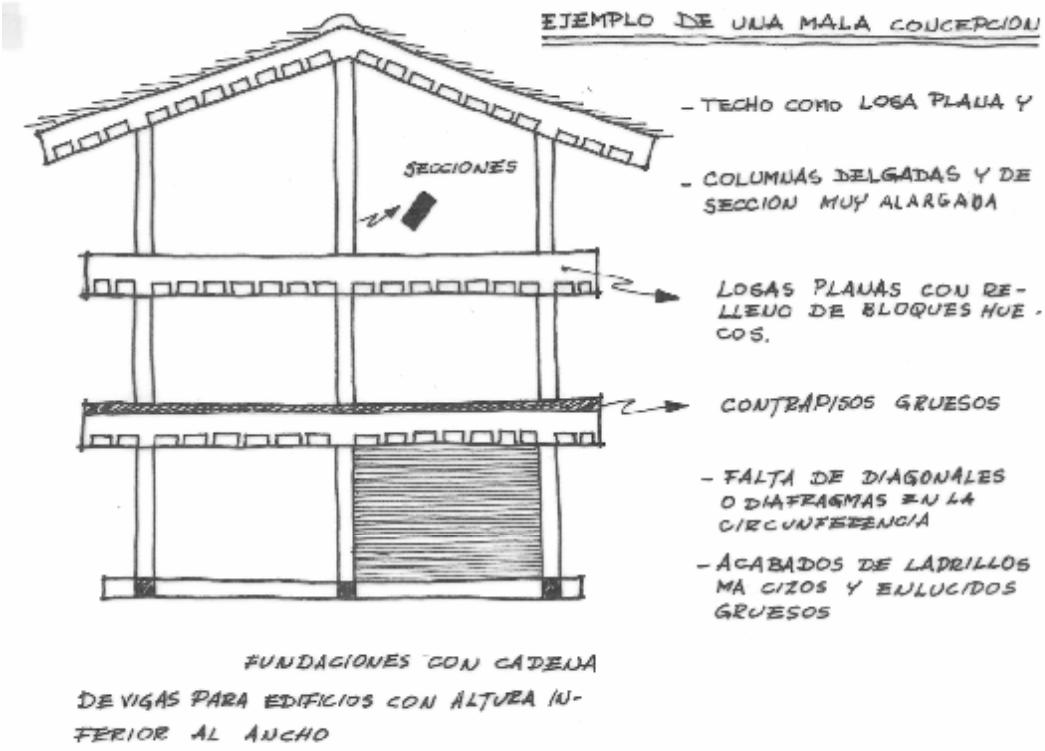
Teniendo en cuenta que solamente se sueldan o se empalman mecánicamente las varillas alternadas, las distancias verticales entre las sueldas o empalmes de las varillas adyacentes no deben ser menores de 60 cm.

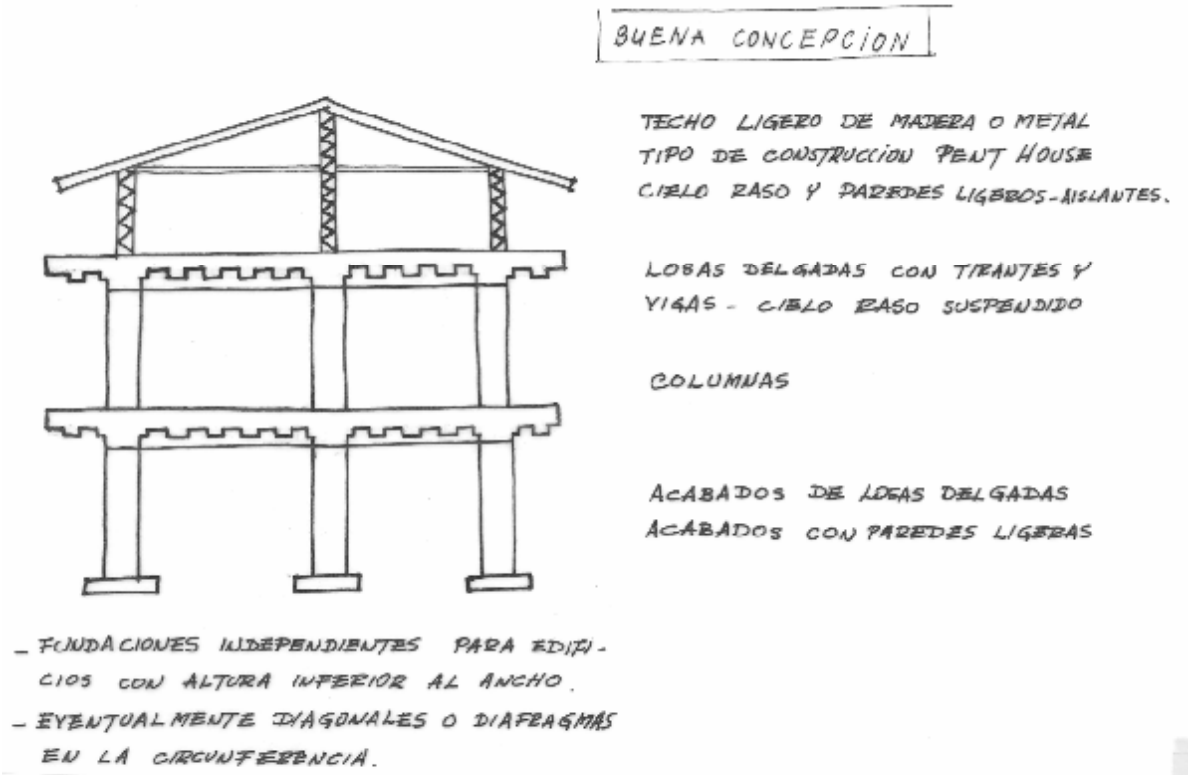
En lugares donde hay traslapos siempre deben haber suficientes estribos cerrados



En la construcción total del edificio, la columna tiene una posición crítica porque, cuando falla la columna como parte estructural, el riesgo es muy grande, ya que todo el edificio puede colapsar.

En los párrafos siguientes se indicarán otros detalles importantes sobre los elementos constructivos, que están acumulados en los dos conceptos de edificios abajo indicados

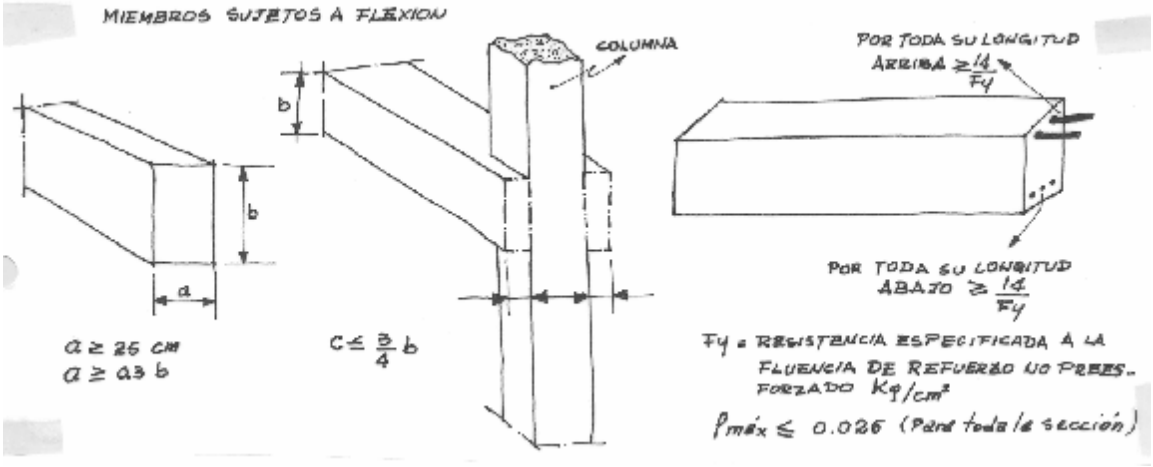




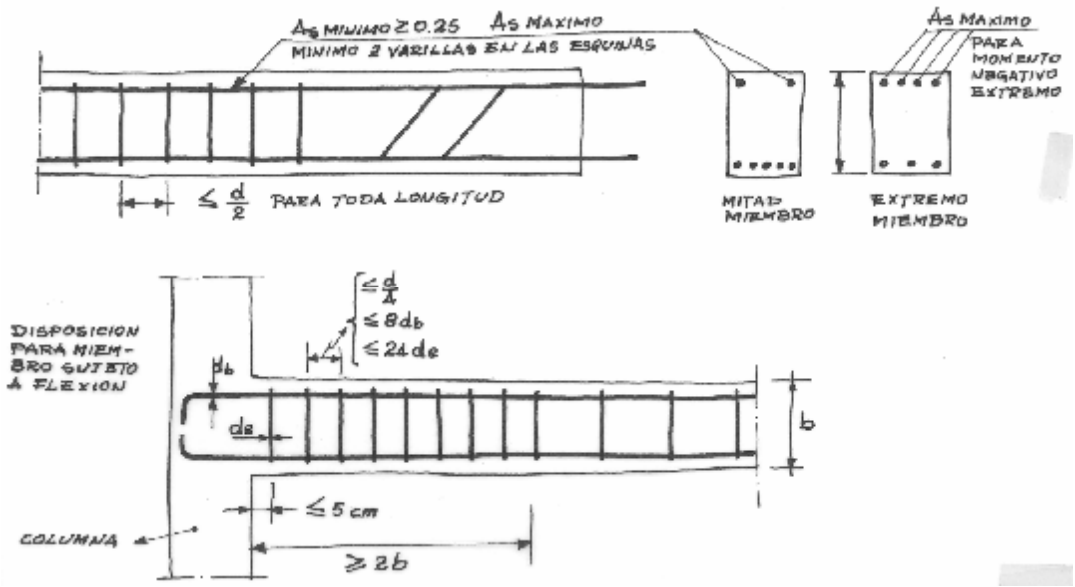
7.8 *Miembros sujetos a flexión.*

Cuando las columnas no están sujetas a esfuerzo directo y flexión, deben igualmente considerarse como miembros sujetos a flexión.

Los requisitos principales son los siguientes: (II. CEC 21.3.5).



La capacidad a momento positivo en la cara de las columnas no será menor que el 50% de la capacidad a momento negativo estipulado. (II.CEC 21.3.5.2).



7.9 La falta de continuidad en las varillas en las zonas de tensión, junto con la falta de armadura paralela a estas en las zonas de compresión, han sido la causa de las mayores catástrofes en los terremotos.

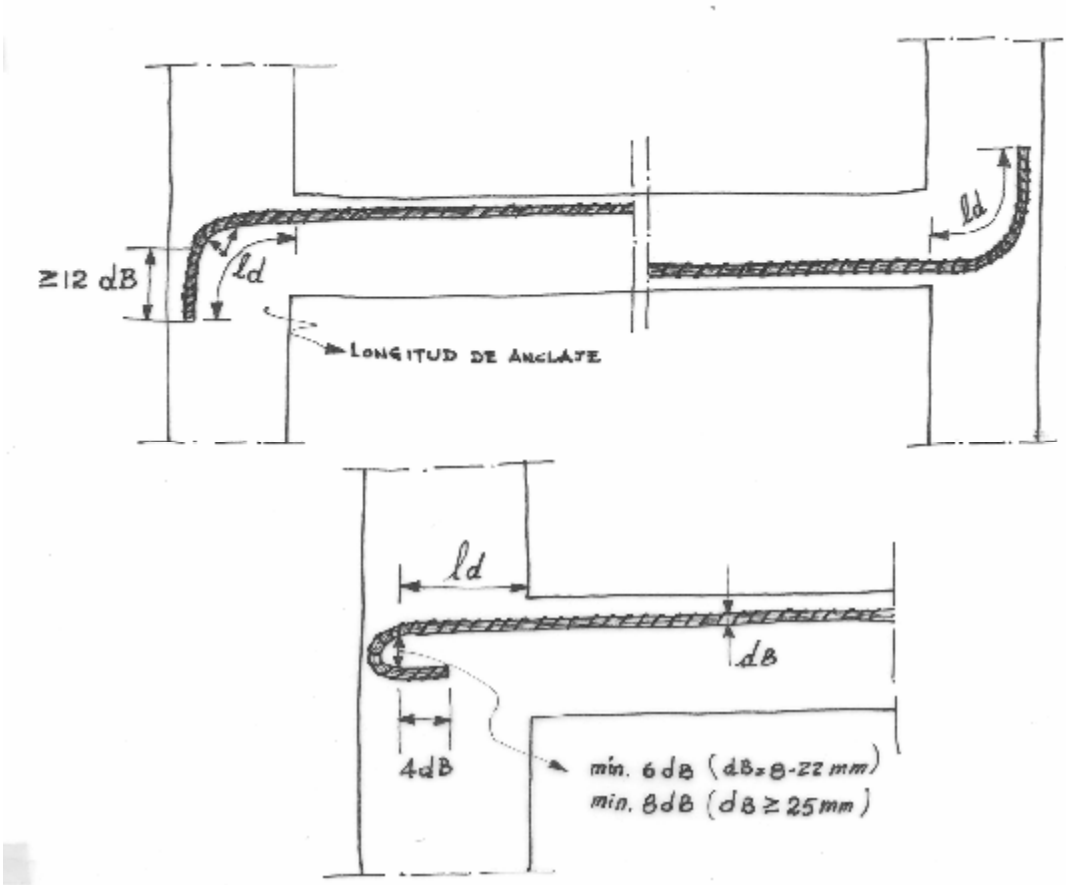
Es necesario continuar las armaduras superiores a partir del punto de inflexión, en que teóricamente no serían necesarias para el análisis estático de fuerzas equivalentes al fenómeno dinámico. No se debe olvidar que las fuerzas reales originadas en un sismo son muchas veces superiores a las teóricas del cálculo y, como consecuencia, los puntos de inflexión, en los cuales el momento flector es nulo, se desplazan hacia el centro de los elementos a flexión más de lo que se supone, durante el movimiento sísmico.

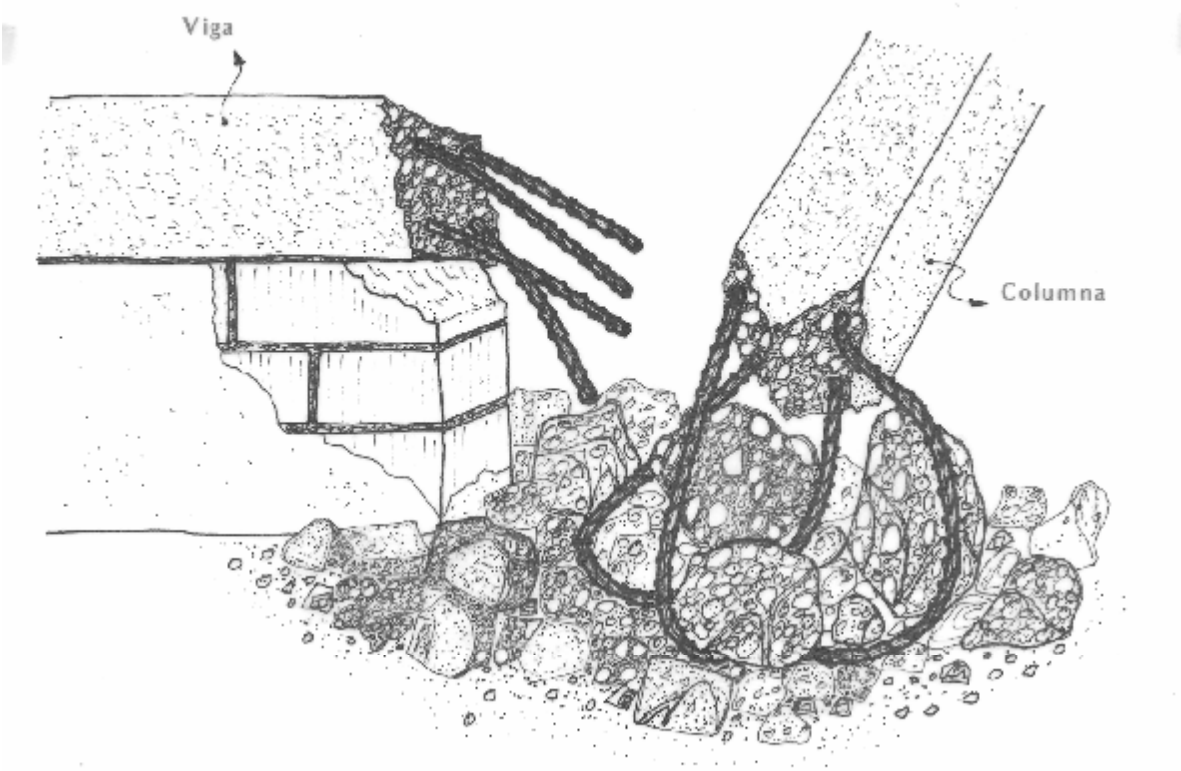
El refuerzo positivo de los elementos a flexión, que resisten fuerzas laterales, debe ser anclado en los apoyos. Tal anclaje debe desarrollar el esfuerzo de fluencia en tensión en la cara del apoyo. Este anclaje se requiere para disponer de ductilidad como una respuesta a los sobreesfuerzos, tales como la reversibilidad de momentos durante un sismo.

Las disposiciones dadas en los Códigos requieren que los miembros a flexión, que deben resistir fuerzas laterales, tengan en su base o en los extremos varillas traslapadas en los apoyos interiores o con ganchos en los apoyos exteriores.

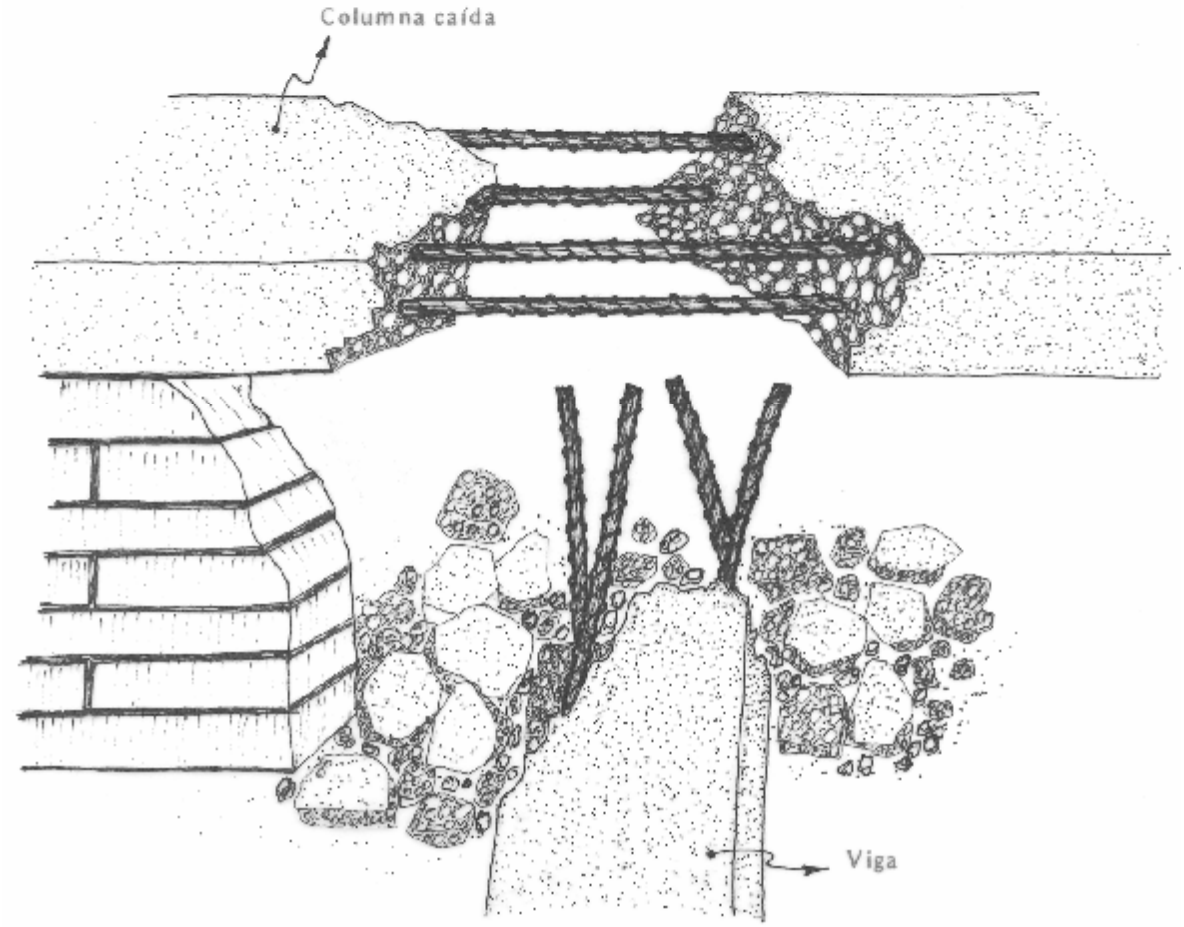
Los ganchos simples por sí solos no desarrollan el esfuerzo total de fluencia, por lo cual se requiere una longitud de anclaje adicional.

En la figura se ilustra la longitud de anclaje de las varillas en tensión y compresión más allá de la cara del apoyo. (II.CEC 21 3.5.4 - 12.5).





Falta de anclaje de las varillas de la viga en la columna.
Falta de estribos en la longitud de la columna y estribos de confinamiento.

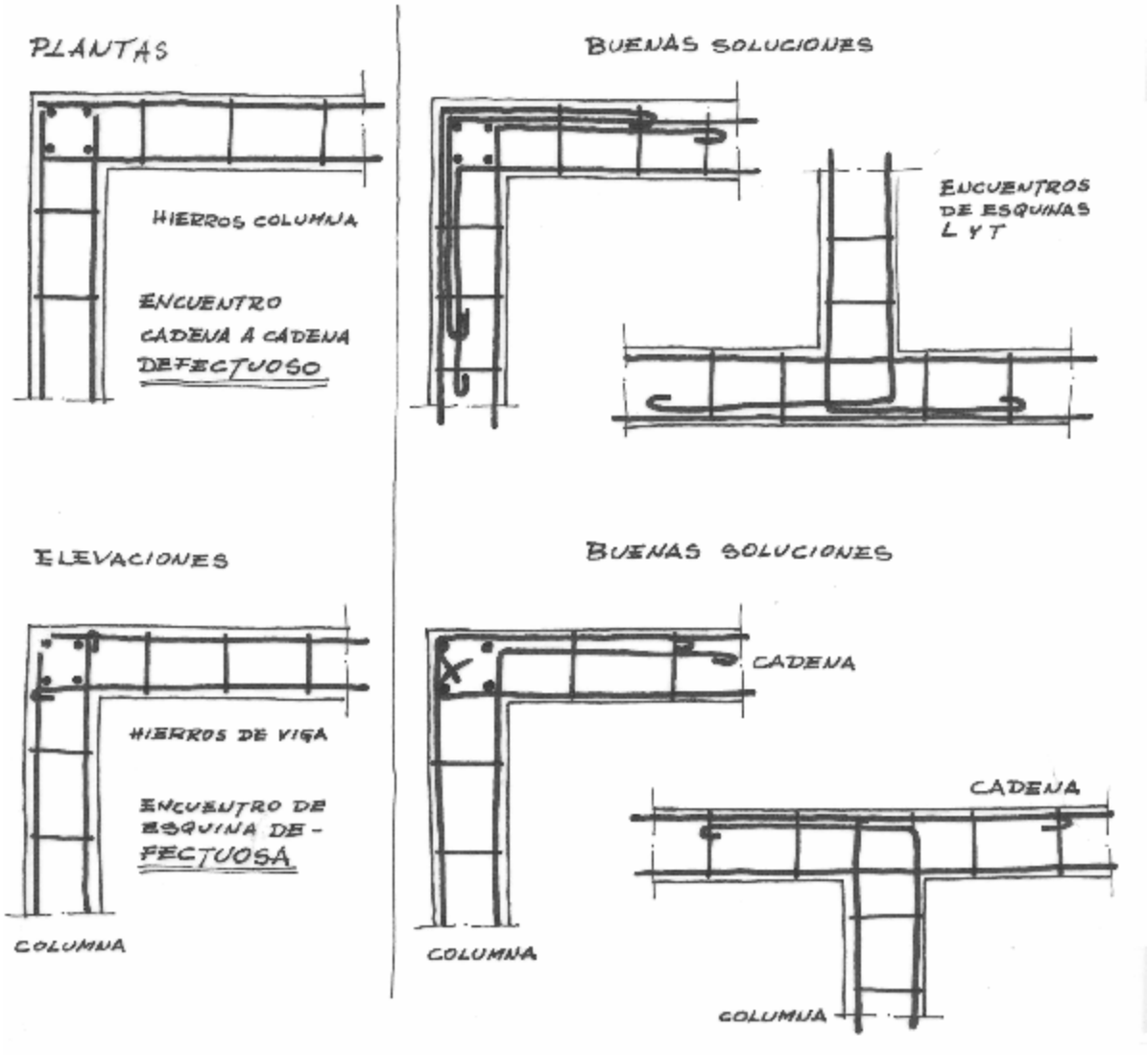


Falta de anclaje de las varillas de la viga en la columna.
Falta de estribos de confinamiento.

Un sistema de construcción muy usado en el Ecuador es el de paredes con columnas y cadenas incorporadas.

La cadena alrededor de las paredes de ladrillos es una buena solución, cuando una parte de la cadena tiene un buen eslabonamiento con la otra. Cuando no se realicen estos anclajes, el valor de la cadena sería casi perdido.

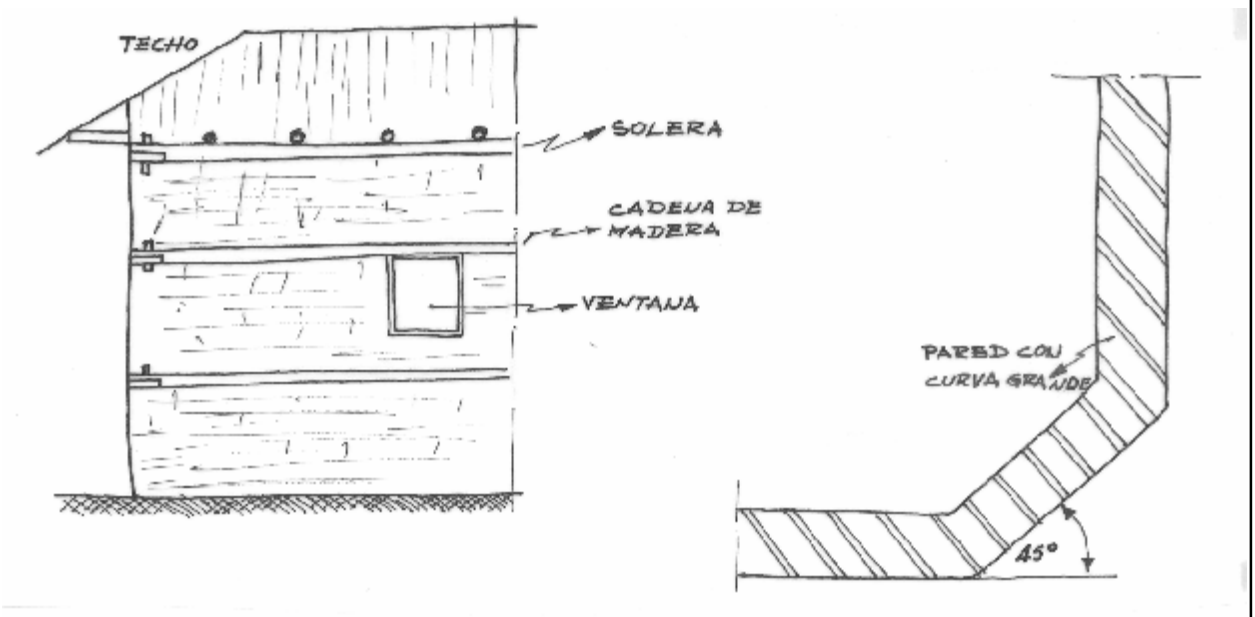
En los esquemas siguientes se indican las soluciones malas y buenas de juntas entre cadenas y columnas de esquina.



En varias partes se emplean cadenas de madera como soleras suplementarias.

Es preferible que estas cadenas continúen lo más posible, por ejemplo arriba y bajo las ventanas

Es importante que estas cadenas de madera sean por naturaleza muy resistentes contra la influencia del clima o que sean adecuadamente tratadas con un conservativo.



El diseño de esquinas redondeadas o con una gran curva disminuye las fuerzas sísmicas que se concentran normalmente en esquinas rectangulares.

La forma redondeada no es muy práctica en el diseño arquitectural y el uso de espacios interiores causa problemas.

La esquina de un octágono da también una distribución más favorable de las fuerzas y es más fácil para construir o hacer una organización de muebles en el interior.

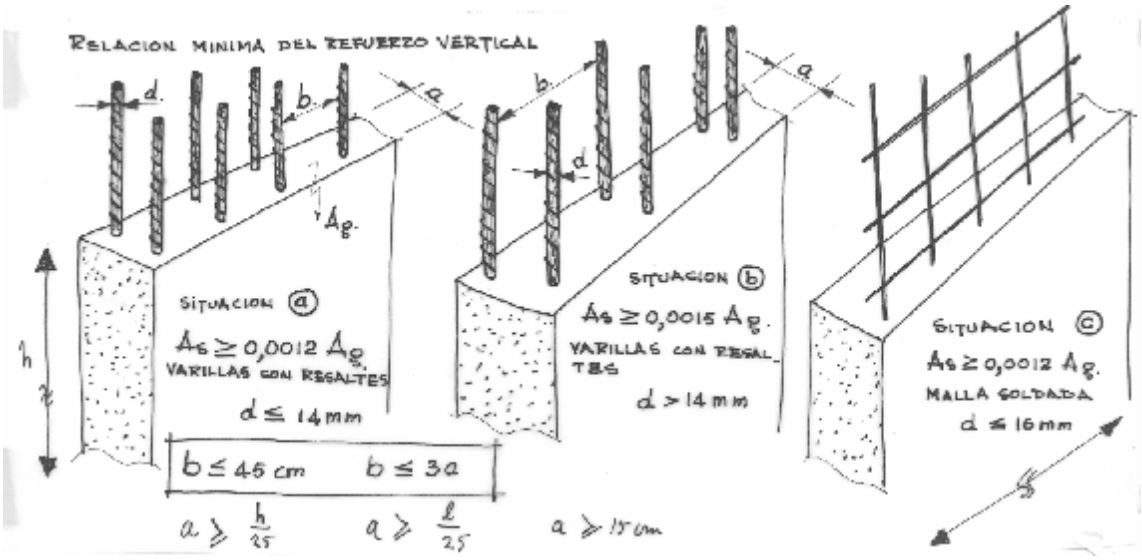
7.10 *Disposiciones especiales para muros.*

La relación mínima del refuerzo vertical al área total de hormigón será:
(II. CEC 14.23 - 10.16.2).

a) 0,0012 para varillas con resaltes, diámetro no mayor de 14 mm y con una resistencia a la fluencia de 4 200 kg/cm^2, o mayor,

b) 0,0015 para otras varillas (≥ 14 mm) con resaltes,

c) 0,0012 para malla soldada de alambre de diámetro no mayor a 16 mm.

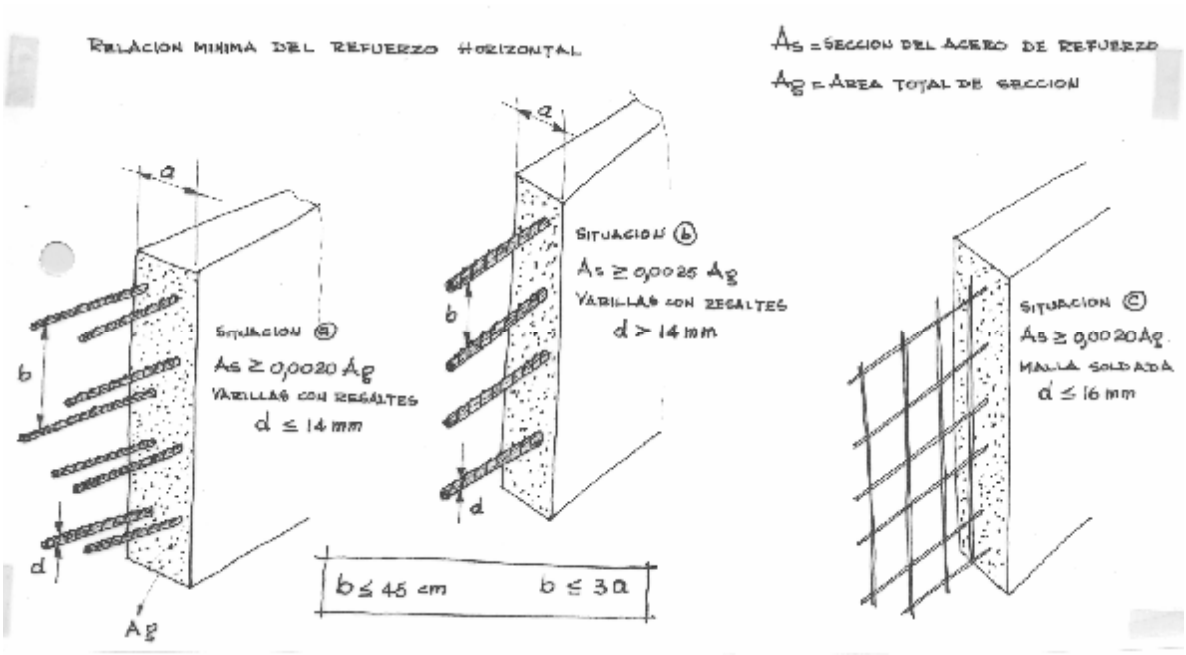


La relación mínima del refuerzo horizontal al área total del hormigón será:

a) 0,0020 para varillas con resaltes, diámetro no mayor de 14 mm y con una resistencia a la fluencia de 4 200 kg/cm^2, o mayor,

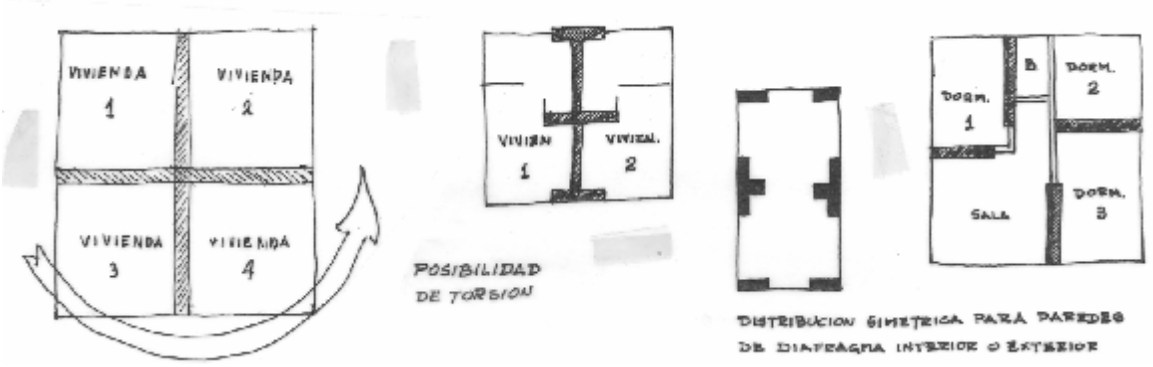
b) 0,0025 para otras varillas con resaltes, o

c) 0,0020 para malla soldada de alambre de diámetro no mayor a 16 mm.



Los diafragmas o paredes soportantes que deben resistir a las fuerzas laterales deben ser colocados de tal manera que estas no originen fuerzas de torsión en la construcción total. Estos muros deben tener una posición simétrica con relación a la masa de la construcción.

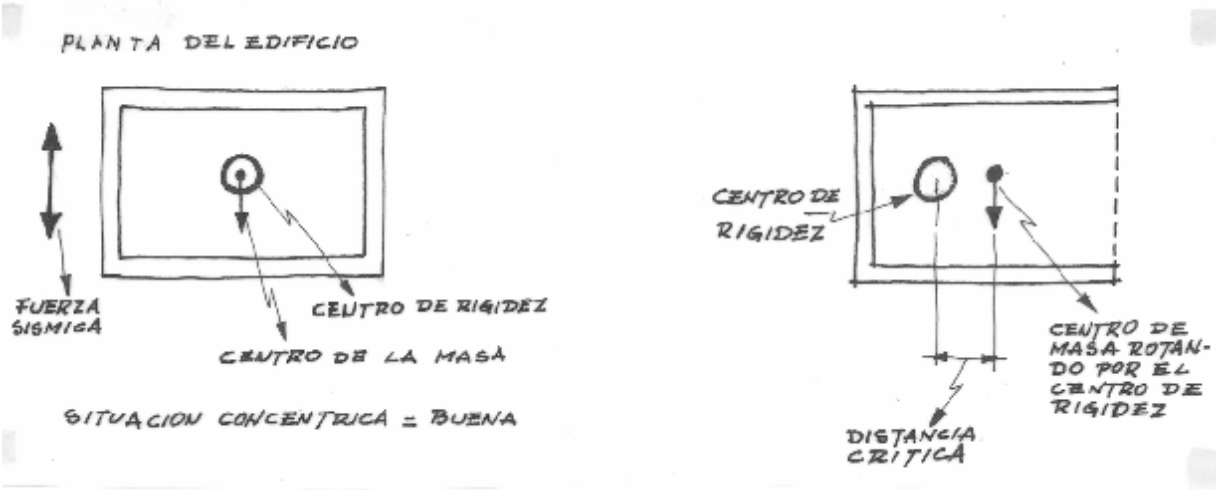
Para viviendas adosadas o cuatro viviendas unidas existe excelente posibilidad para construir diafragmas centrales.



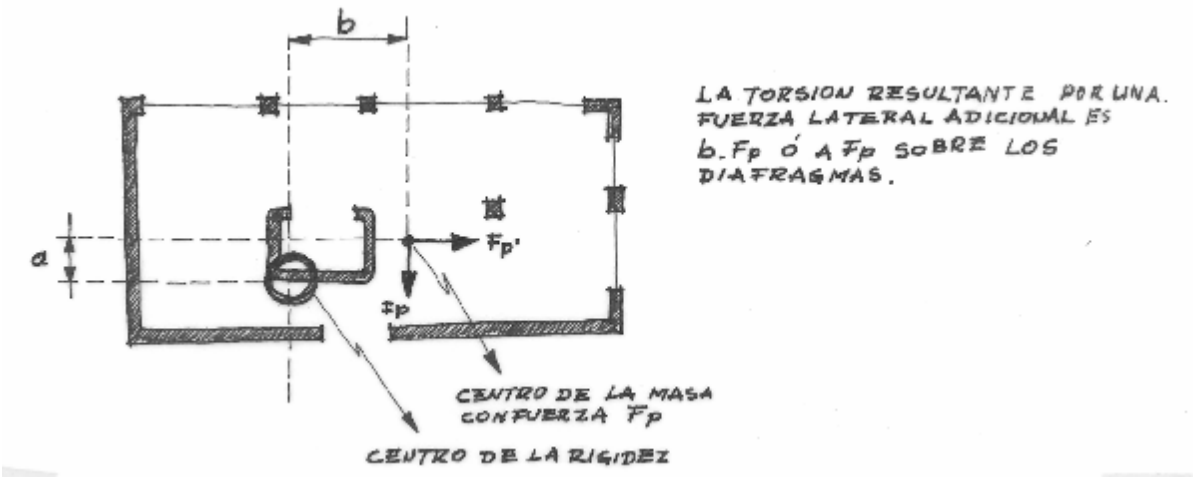
La función de las paredes interiores no resistentes es importante, de tal manera que estas paredes puedan funcionar como un amortiguamiento de movimientos que excedan los movimientos originalmente calculados. (ver párrafo 63 - 64).

El objeto de la simetría estructural es reducir la torsión estática del edificio, que en muchos casos ha sido la causa de fallas notables. El efecto de la torsión es el aumento de las fuerzas laterales sobre las fuerzas laterales directas debido al desplazamiento sísmico.

Con este objeto, es preciso que los elementos encargados de tomar los empujes horizontales no sólo guarden cierta simetría y tengan la resistencia necesaria, sino que su disposición, en un perímetro adecuado y ubicación relativa, permitan lograr una gran rigidez torsional.

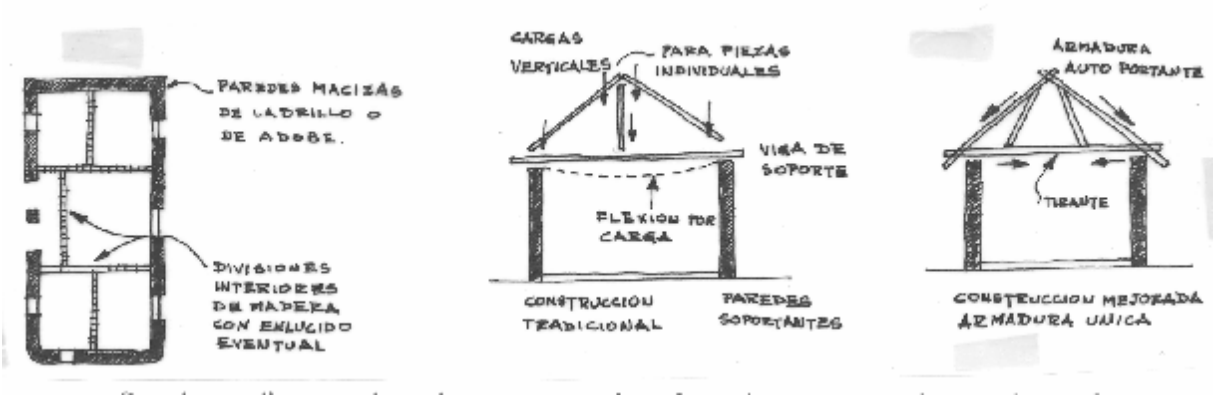


La distancia entre el eje de acción de la fuerza horizontal y el eje de la rigidez es la distancia crítica. El momento debido a la fuerza y esta distancia debe ser mantenido para la construcción y las fuerzas laterales V.

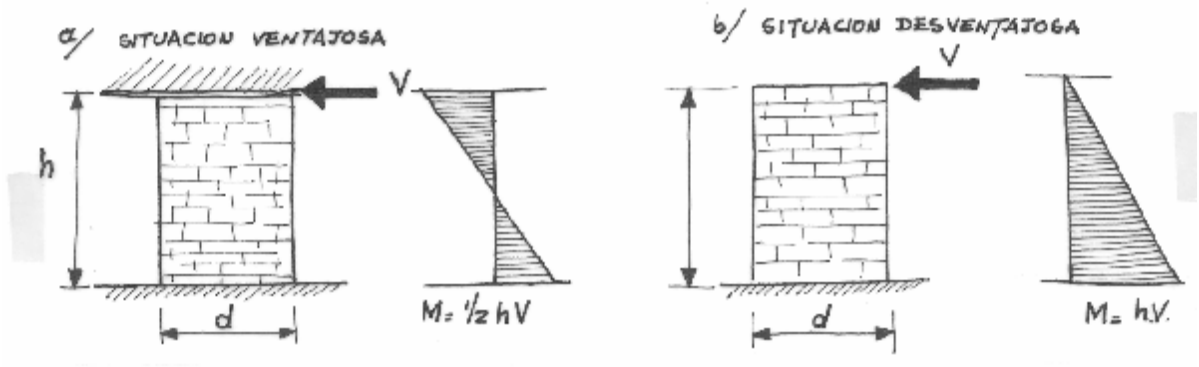


Cuando se desea evitar el cálculo de este fenómeno es importante que se reduzca al máximo la excentricidad estática.

Para viviendas de un piso, que no tienen ningún sistema de encadenamiento para las paredes o partes con columnas soportantes, es recomendable hacer las divisiones interiores de madera.

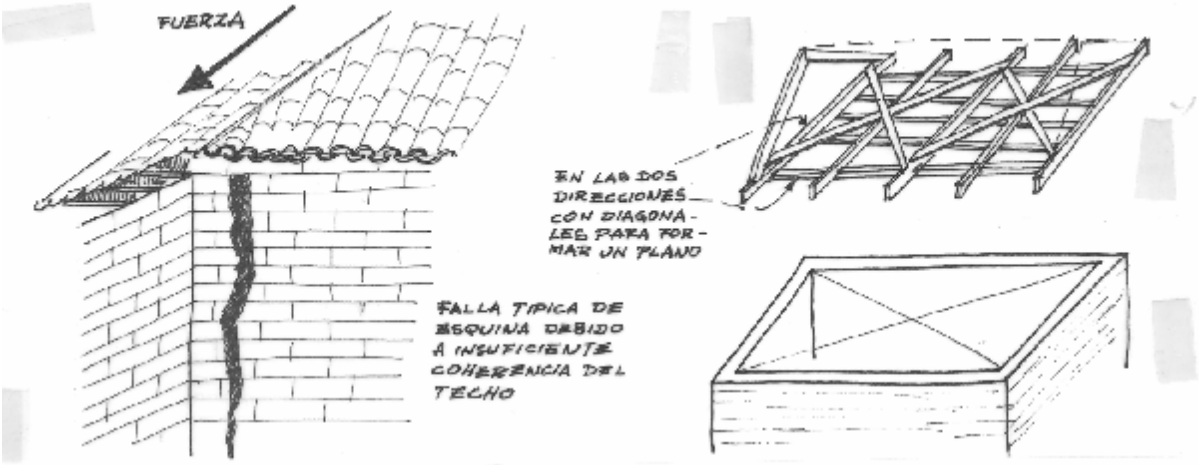


Cuando se aplican paredes resistentes a cargas laterales, es importante que haya un buen eslabamiento entre la pared y la parte soportada (solera) por esta pared, para disminuir las fuerzas del momento en el plano de la pared.



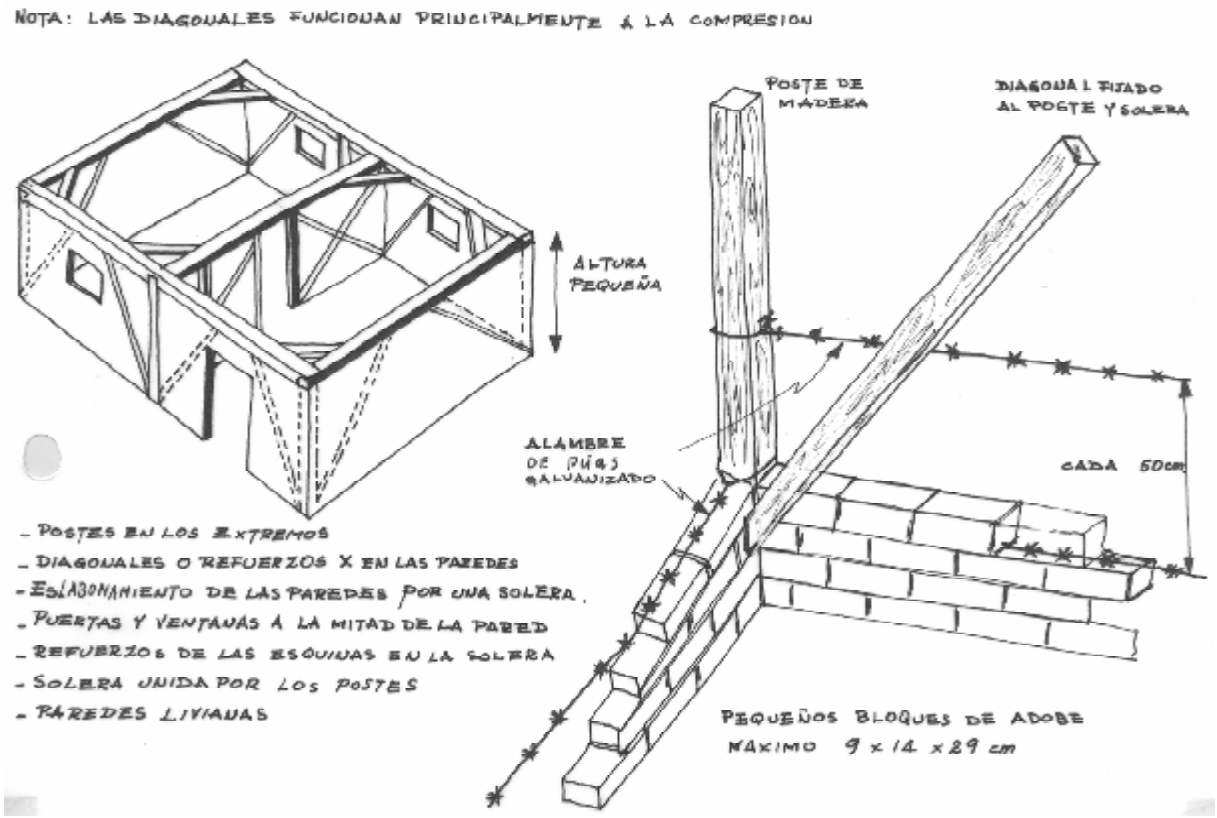
En el diseño de la casa es fundamental evitar que hayan cargas transversales a las paredes.

Especialmente los pisos y la construcción del techo deben hacerse de tal manera que se transmita la fuerza **F** a las paredes en dirección de las mismas.

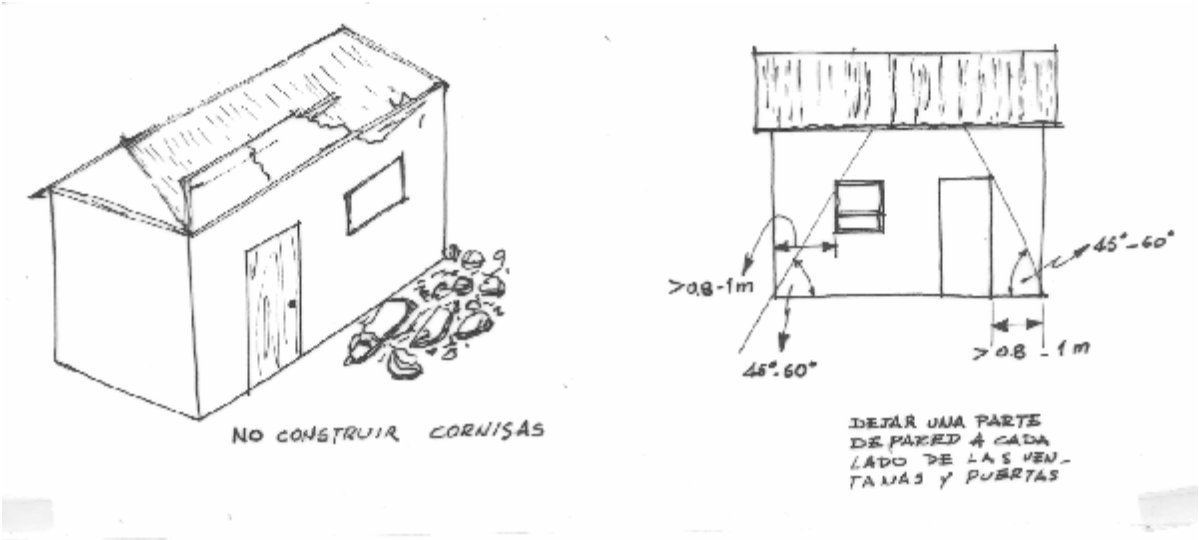


Se ha comprobado que en las construcciones que combinan un sistema soportante de madera con paredes de ladrillo, bloques o adobe, la diferencia entre los materiales macizos y la madera produce separación y rotura entre ambos materiales. La mayor flexibilidad de la madera y la alta rigidez de los bloques implica que toda la carga lateral, debido a fuerzas sísmicas, debe ser resistida por las paredes, y las cargas verticales, por las estructuras soportantes de madera.

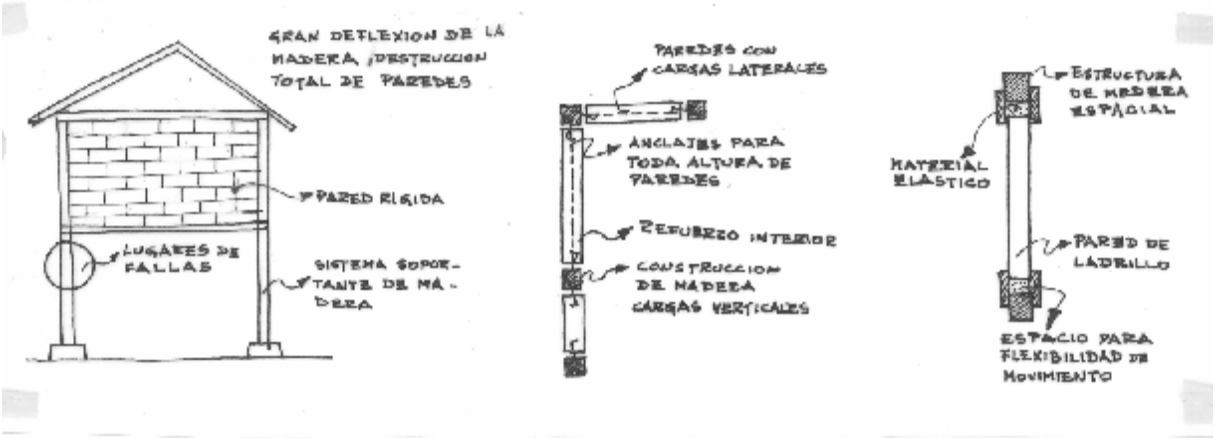
Especialmente en los casos de ladrillo o adobe, el eslabonamiento entre pared y cadena o solera se puede lograr con alambre de púas. Este alambre está galvanizado y las púas dan buena coherencia a la pared.



Para asegurar un buen funcionamiento de la pared, la altura debe ser la mínima necesaria, y el ancho entre esquina y puerta o ventana aproximadamente o mayor de 1m, o lo necesario para diseñar una línea subiendo a 60^0 por la pared

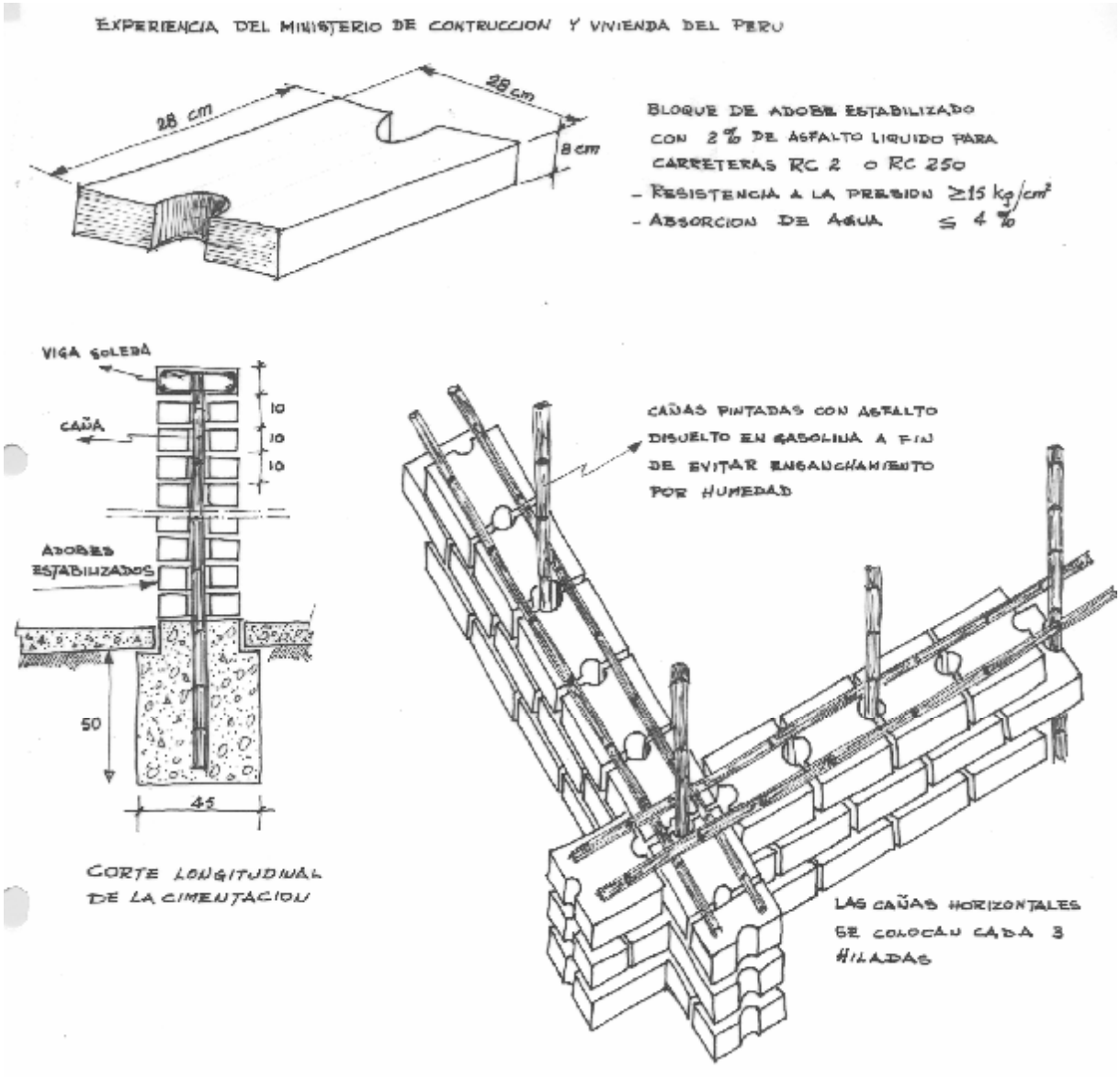


Cuando toda la estructura de madera deba tener resistencia lateral y vertical a las cargas, se debe incluir una junta flexible entre la estructura soportante y las paredes rígidas. En ese momento, las paredes deben ser únicamente autoresistentes para las fuerzas de su propio peso.



7.11 *Mampostería reforzada.*

El uso de un refuerzo para mampostería de ladrillos o bloques es común en algunos países, pero no muy conocido en el Ecuador, especialmente para paredes diafragmas o paredes que deben resistir fuerzas laterales, ya que se consigue un importante aumento de resistencia a las fuerzas de tensión.

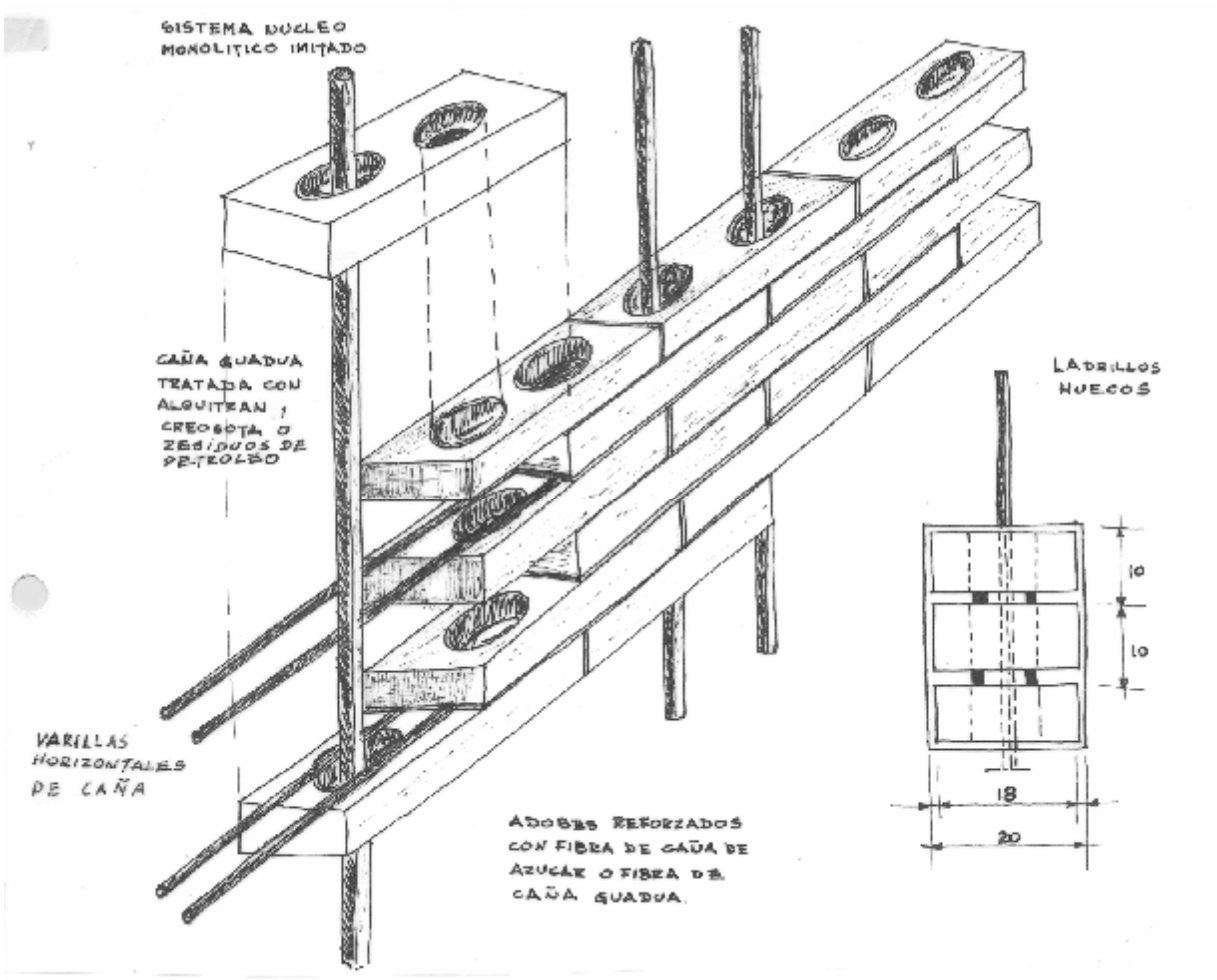


Los suelos más apropiados son los que tienen entre 55% y 75% de arena.

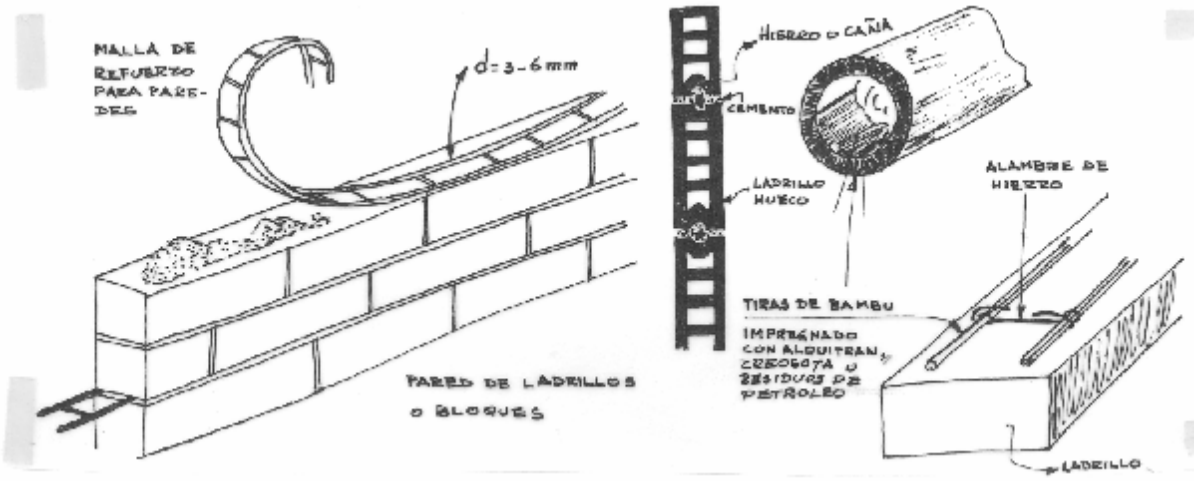
El porcentaje de arcilla no debe exceder de 18% (15 – 17%)

El suelo no debe tener materias orgánicas en más de 0,3%

La aplicación de una cinta o hierro de refuerzo es muy costosa en nuestro medio; pero para construcciones rurales, especialmente en la costa, se pueden usar tiras de caña guadúa impregnadas de alquitrán, de creosota o residuos de petróleo. La impregnación aumenta el tiempo de duración y evita la absorción de humedad. Para dar resistencia en las esquinas de las paredes, es recomendable fijar las tiras de bambú con un alambre de hierro galvanizado



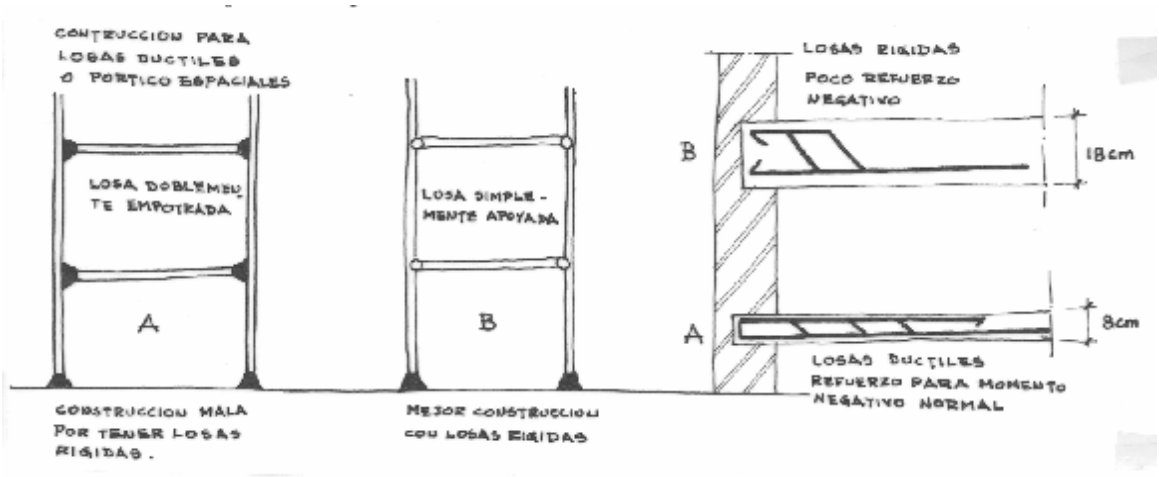
La combinación de bloques huecos y tiras de bambú se puede realizar imitando el sistema de núcleo monolítico. Los huecos en los cuales se colocan las tiras de bambú serían llenados con una mezcla de arena cemento 8:1, o con una mezcla de la misma arcilla de los adobes



7.12 *Losas de hormigón armado.*

7.12.1 La losa plana es de fácil construcción, pero el tipo de losa plana construida regularmente en el Ecuador, rellenada con bloques huecos, constituye una construcción mala respecto a las características antisísmicas, a causa de su gran rigidez referente a las columnas.

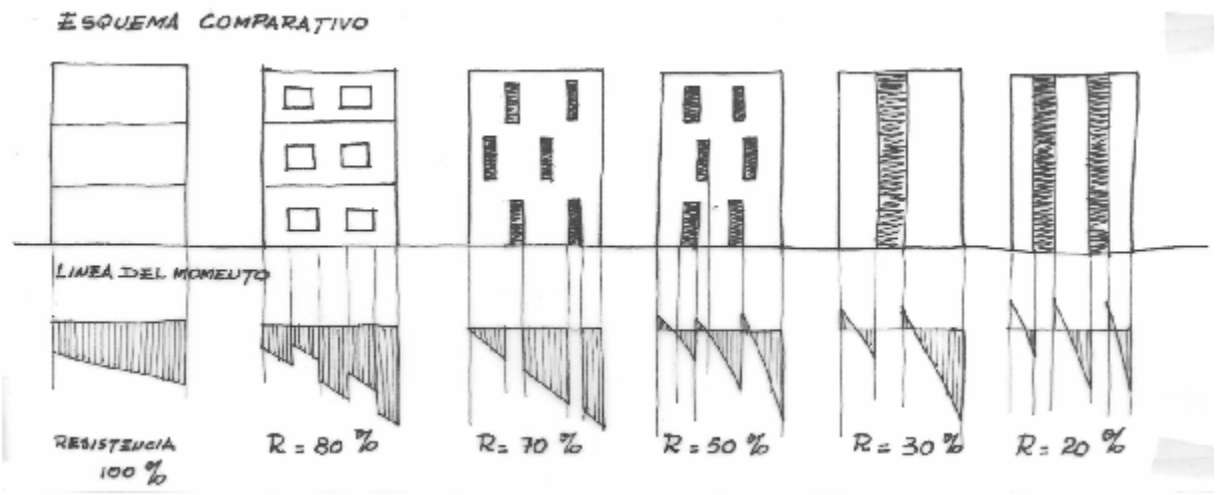
La losa plana de pequeño espesor tiene más flexibilidad, pero tiene la desventaja de que sería fácilmente punzonada por las columnas.



7.12.2 La segunda desventaja de las losas planas con bloques de relleno es el gran peso muerto de la construcción. Mientras mayor sea la masa inerte de un edificio, mayor es la fuerza de corte V. Es aconsejable que la masa inerte de los edificios de hormigón sea reducida, sobre todo en los pisos altos, circunstancia esta que no es observada en las construcciones monolíticas de hormigón armado, lo cual da como resultado estructuras bastante pesadas.

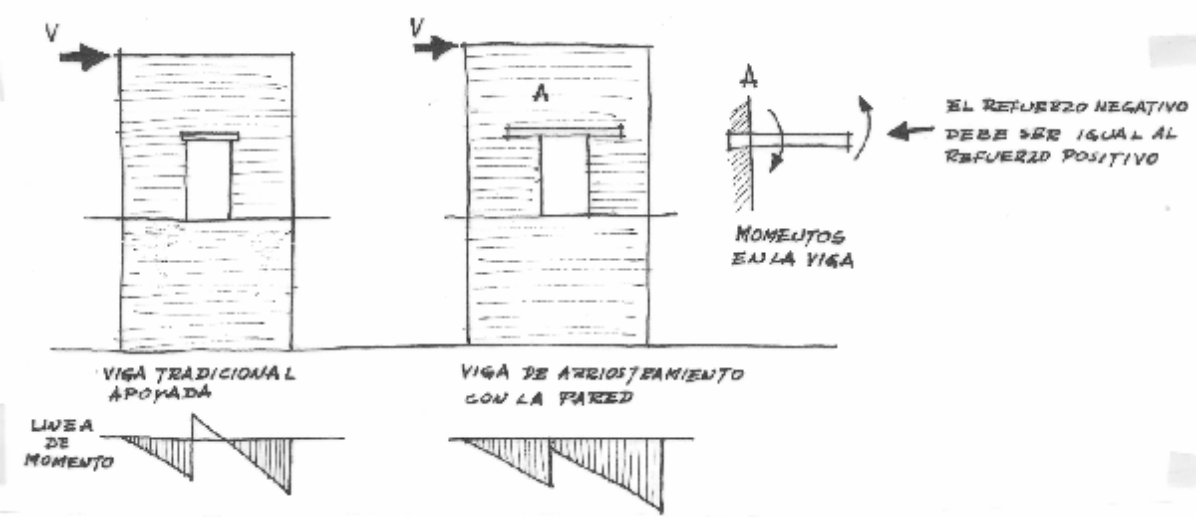
En edificios que tienen principalmente paredes exteriores resistentes a fuerzas laterales, sin losas resistentes a momentos en el plano observado de la pared, se deben evitar aberturas superpuestas, por cuanto estas reducen considerablemente la rigidez de la pared en su totalidad.

En el esquema comparativo que se muestra a continuación, se indica la reducción relativa a los tipos de aberturas en un edificio, con vigas de pisos perpendiculares a la pared (sin función para el momento).



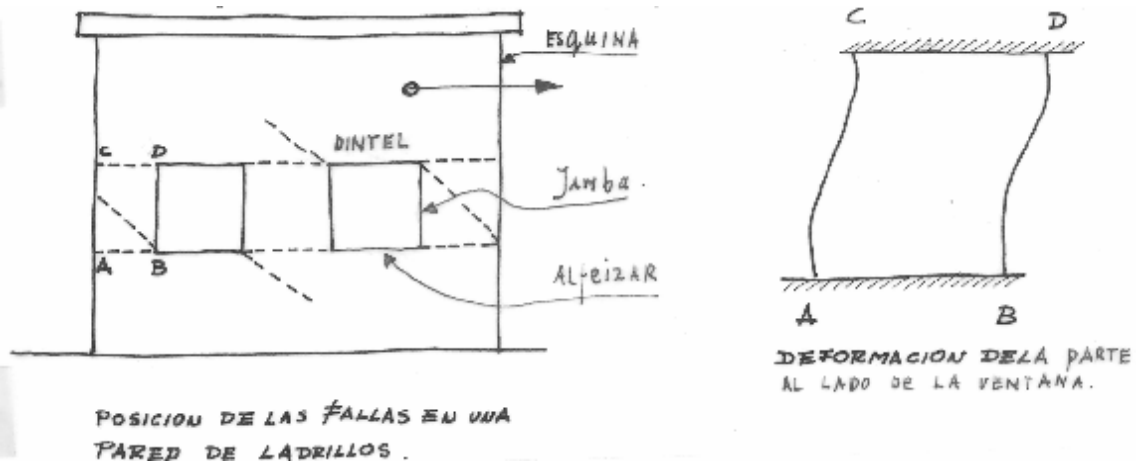
La resistencia de estas paredes, en su totalidad, será mucho mejor si se construye una viga horizontal en la pared entre las aberturas.

Lo mismo se aplica para los dinteles sobre las aberturas. Mientras más longitud tenga este dintel, mas funciones tiene en la pared y disminuye las desventajas estructurales de las aberturas.



El dintel corto individual no aumenta la resistencia de la pared, sino que funciona en combinación con el alféizar

Los refuerzos verticales en las esquinas y en las jambas son mucho más efectivas y aumentan la resistencia considerablemente. Estos resisten la falla inicial y soportan mucho más carga antes del colapso.



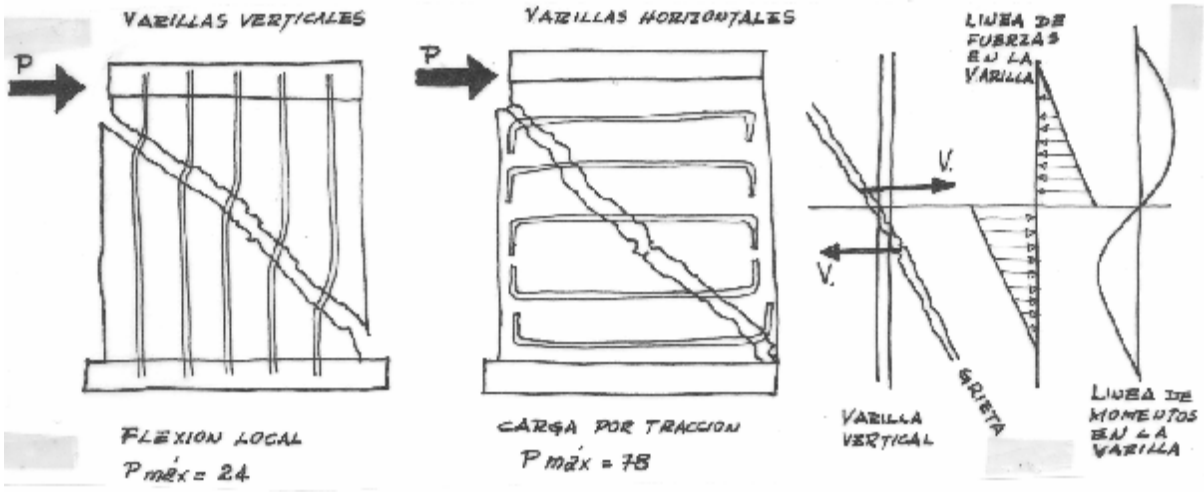
La diferencia entre los distintos valores de refuerzos verticales u horizontales se demuestra en la tabla siguiente:

1)	casa sin refuerzo	100%	
2)	solamente con refuerzo de dintel	110%	
3)	con refuerzo de dintel y alféizar	120%	
4)	refuerzo vertical en jambas	130%	
5)	refuerzo vertical en jambas y dintel	160%	
6)	refuerzo vertical en esquinas	300%	- 100%
7)	refuerzo vertical en esquinas y dintel	325%	- 110%
8)	refuerzo vertical en esquinas y jambas	400%	- 130%
9)	refuerzo vertical en esquinas y jambas y dintel	440%	- 150%

Esta tabla demuestra que el refuerzo de las esquinas de las edificaciones es más efectivo y superior al refuerzo de las jambas.

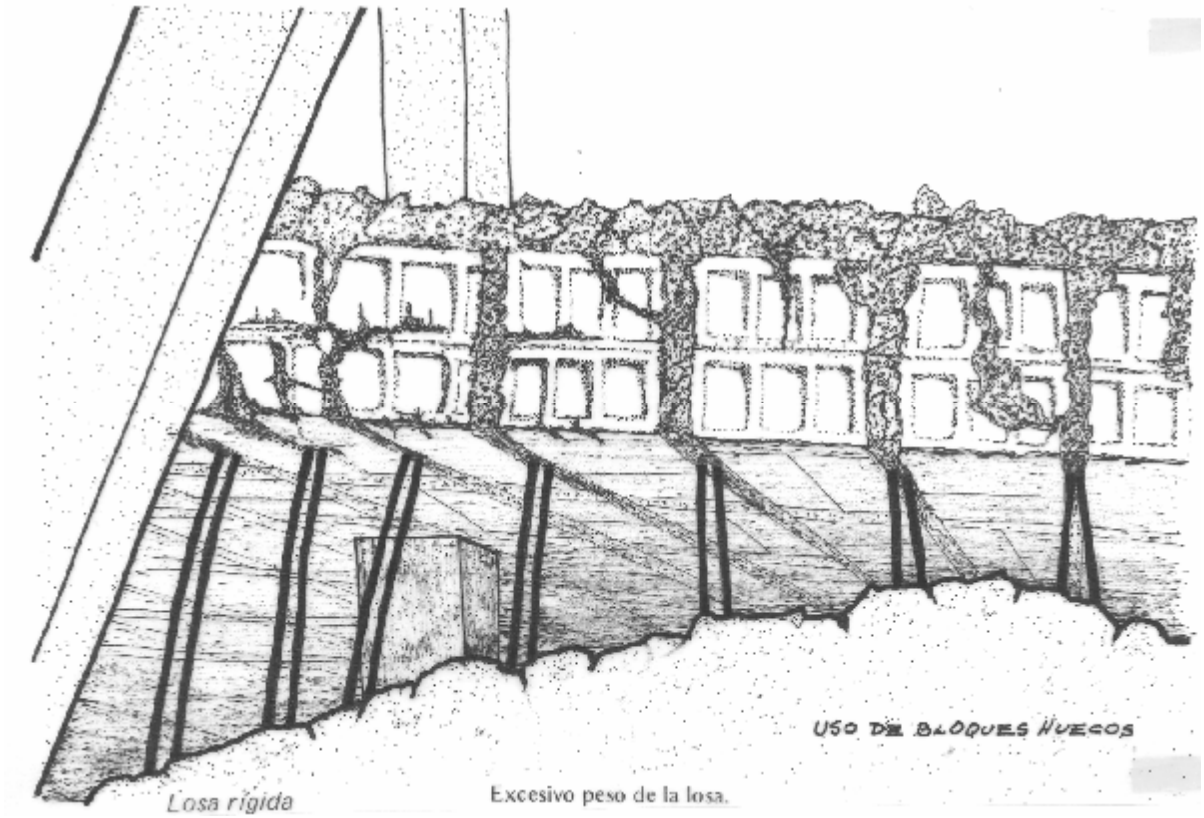
Para hacer funcionar las esquinas, es necesario que estas armaduras estén fijadas en la fundación y a una solera.

Para mampostería reforzada, las varillas distribuidas con homogeneidad resisten la rotura diagonal, las varillas verticales resisten el corte por flexión local y las varillas horizontales la carga por tracción, como muestran las figuras siguientes:



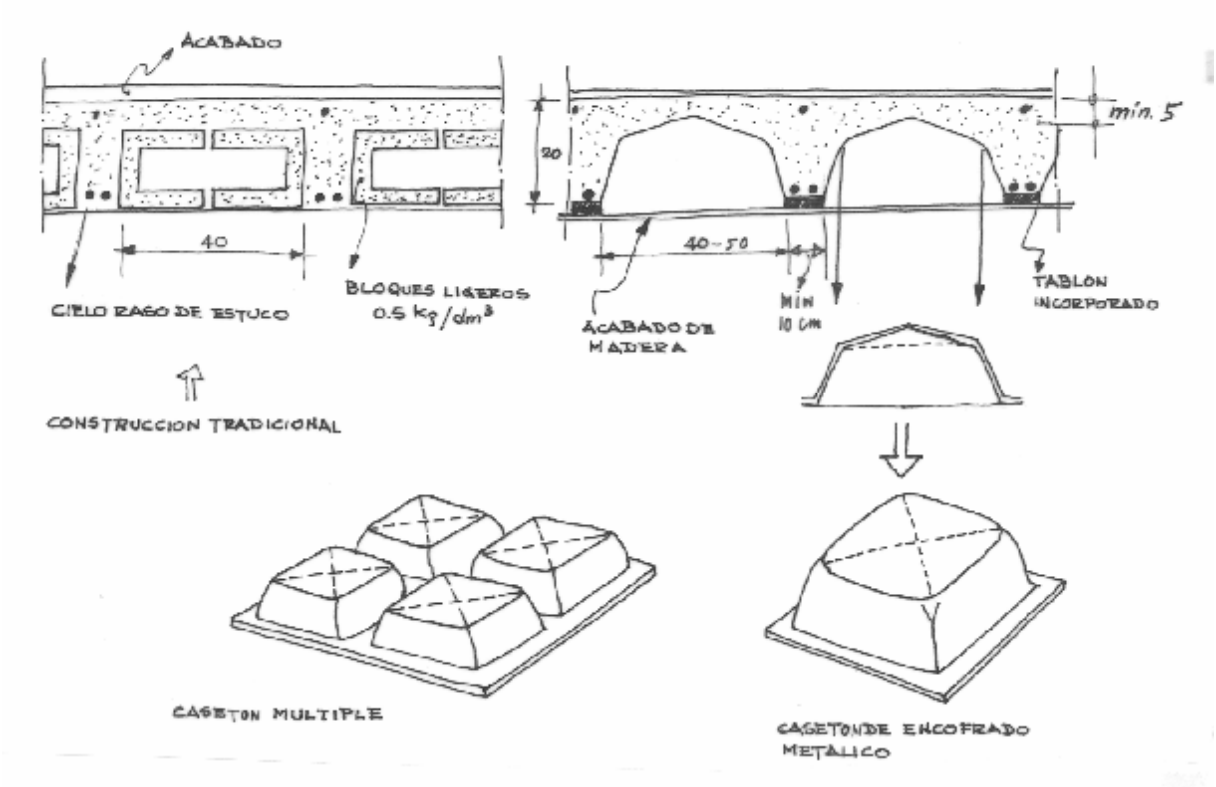
El cálculo indica que las varillas horizontales son tres veces más efectivas que las verticales. Esto es importante especialmente para refuerzos de bambú, porque también la resistencia a la tracción de bambú es más grande que la resistencia a la flexión.

En una edificación que sufrió el colapso parcial de uno de sus tramos durante un sismo, se habían diseñado tres losas de hormigón armado de 50 cm de altura, "aligeradas" con 2 filas superpuestas de bloques de hormigón.



Si consideramos 16 bloques por metro cuadrado de losa, se tiene un peso innecesario de 100 kg/m^2.

Actualmente resulta algo más económico utilizar bloques ligeros de hormigón; pero, con la introducción de formaletas metálicas o de fibra de vidrio en el encofrado de las losas, se economiza los bloques, se disminuye el peso total y, por consiguiente, la cantidad de cemento y de acero de refuerzo de la estructura soportante; además, estas formaletas se pueden utilizar más de 100 veces, lo cual implica una amortización inferior del material de encofrado, respecto al uso de la madera.



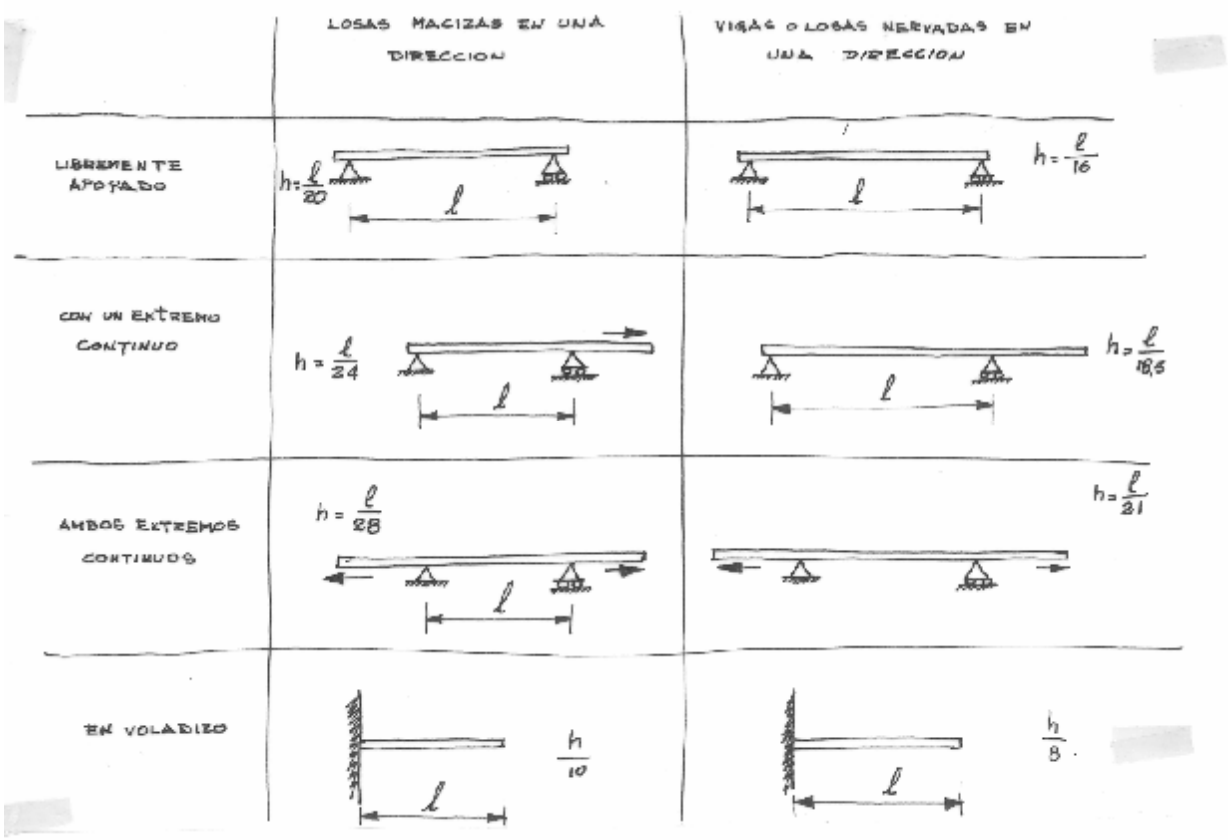
7.12.3 Un detalle constructivo, que parece pasar inadvertido en el control de la ejecución de los proyectos, es el espesor de los recubrimientos y enlucidos, el mismo que, en algunas de las estructuras que sufrieron el colapso durante un sismo, fluctuaba entre 8 y 10 cm, dando como resultado un aumento de peso que, con toda seguridad, no estuvo considerado en los cálculos.

Así por ejemplo, en uno de los edificios que sufrieron el colapso, se pudo constatar que las losas tenían un contrapiso de cemento-arena, con un espesor promedio de 8 cm, lo cual significaba un peso adicional aproximado de 150 kg/m^2.

7.12.4 *Cálculo de las losas.*

Altura mínima de vigas, o losas en una dirección, cuando se calculan deflexiones: (II. CEC. 9.5 (a)).

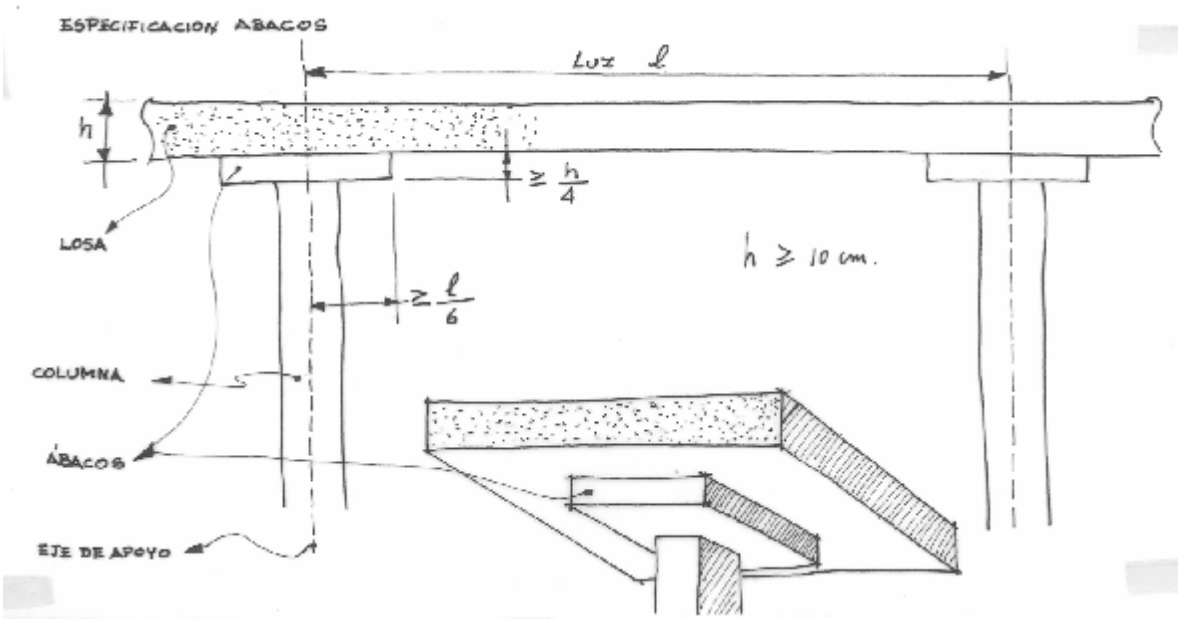
l = luz libre en cm.
h = altura de la losa o viga en cm.



La altura mínima de losas, u otras construcciones en dos direcciones, para pisos que tengan una relación de luz larga o luz corta no mayor de dos, no deben tener una altura menor que los siguientes valores: (II. CEC 9.5.3).

- Para losas sin vigas (sin ábacos), **12 cm.**

- Para losas sin vigas, pero con ábacos, según las especificaciones siguientes, **10 cm.**



Para losas que tengan vigas en los cuatro bordes, los cuales tengan una rigidez, por lo menos, del doble que la losa, el espesor mínimo de la losa será de **9 cm.**

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión (exceptuando las losas planas de espesor uniforme), donde por el análisis se requiere acero de refuerzo positivo, la cuantía ρ proporcionada no será menor que $\rho\ \text{mín} = \dfrac{14}{\int y}$

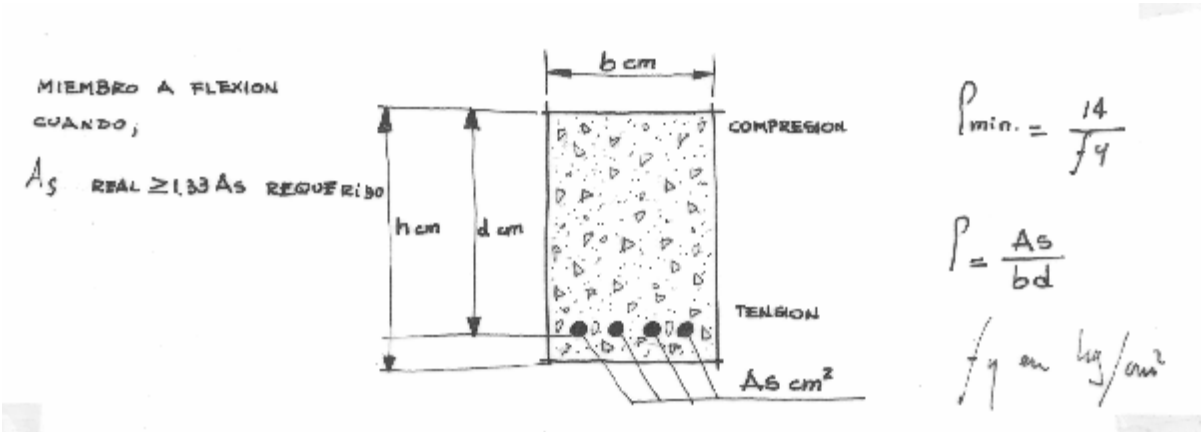
ρ = $\dfrac{As}{bd}$ cuantía de acero de refuerzo no preesforzado en tensión

As = área del acero de refuerzo en tensión, en cm^2.

b = ancho de la cara en compresión del miembro, en cm.

d = altura efectiva, distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en tensión, cm.

$\int y$ = resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no preesforzado, en kg/cm^2.



El refuerzo por cortante puede consistir en:

a) estribos perpendiculares al eje del elemento;

b) malla soldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

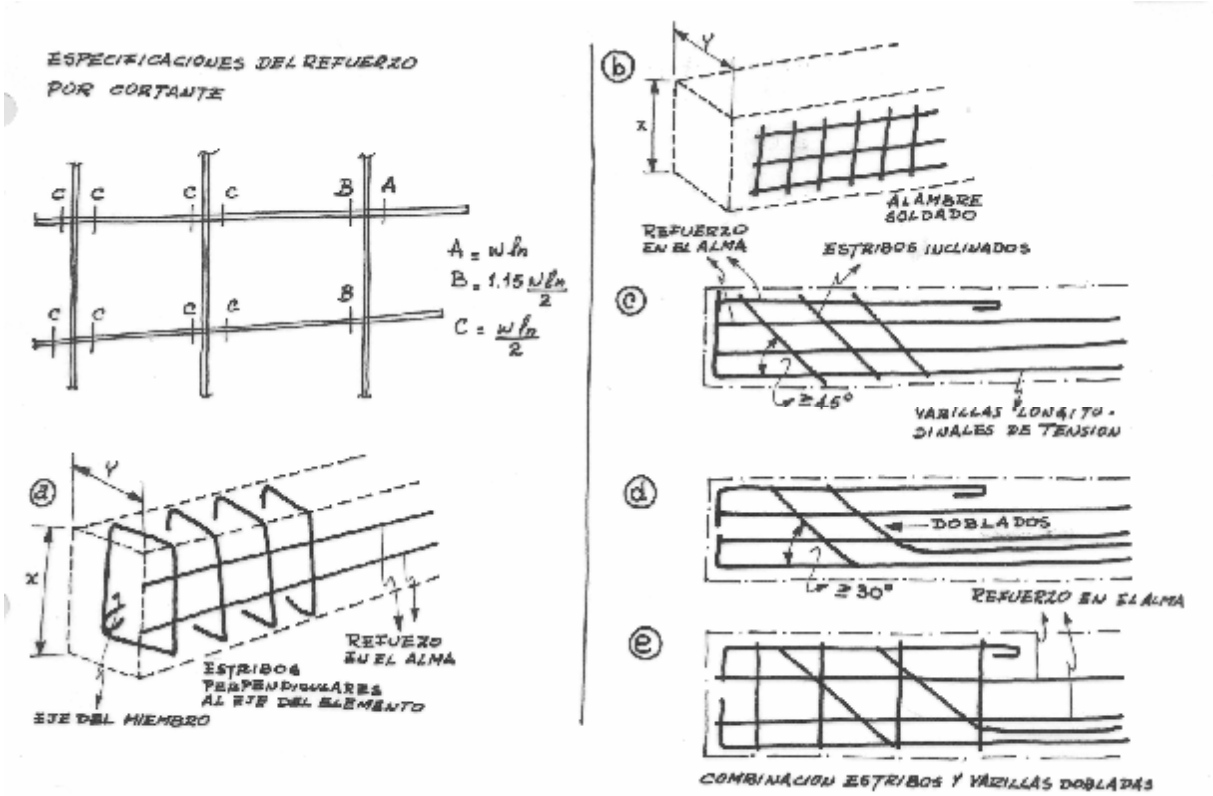
Cuando se requiera refuerzo por cortante y se coloque perpendicularmente al eje del elemento, dicho refuerzo deberá espaciarse a una distancia no mayor que 0,50 d, en hormigón no preesforzado.

El refuerzo por cortante también puede consistir en: (II.CEC 11.1.5).

c) Estribos que forman un ángulo de 45° o más con las varillas longitudinales de tensión.

d) Varillas longitudinales, con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más, con varillas longitudinales de tensión.

e) Combinación de estribos y varillas dobladas.



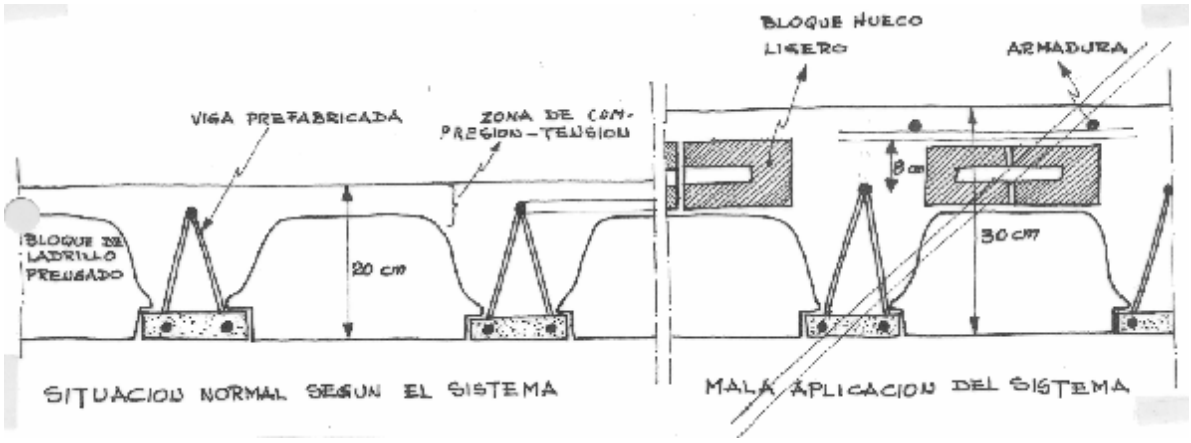
Los miembros con estribos inclinados o varillas dobladas deben tener, por lo menos, una varilla de refuerzo bajo la mitad del alma.

El espaciamiento entre estribos no puede ser mayor de $\frac{x+y}{4}$ ó 30 cm

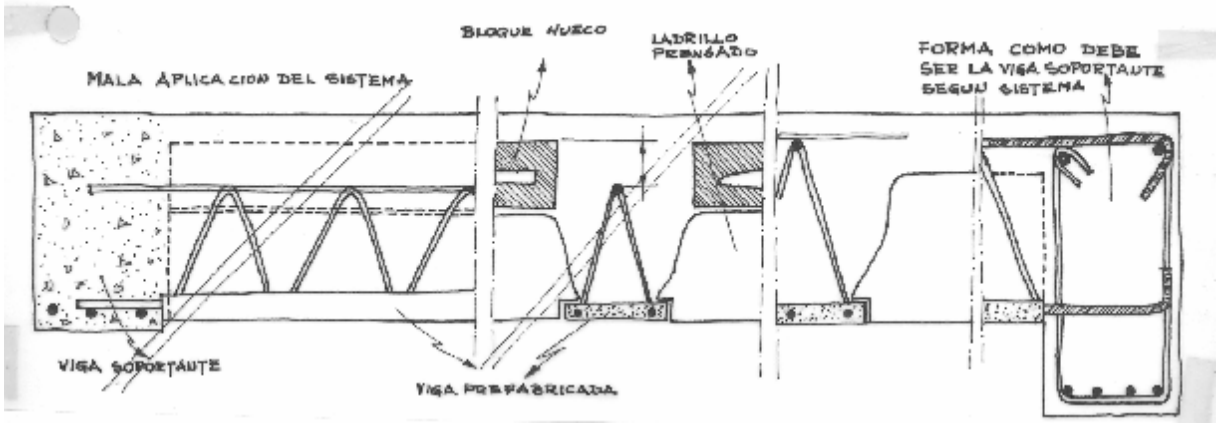
Cuando se construye losas según un sistema con elementos prefabricados, es importante que se observen las reglas de construcción de este sistema.

Las adaptaciones deben ser aprobadas por el proveedor del sistema y controlado por personas competentes.

La aplicación de un bloque ligero adicional al sistema de vigas prefabricadas constituye una falla muy común.



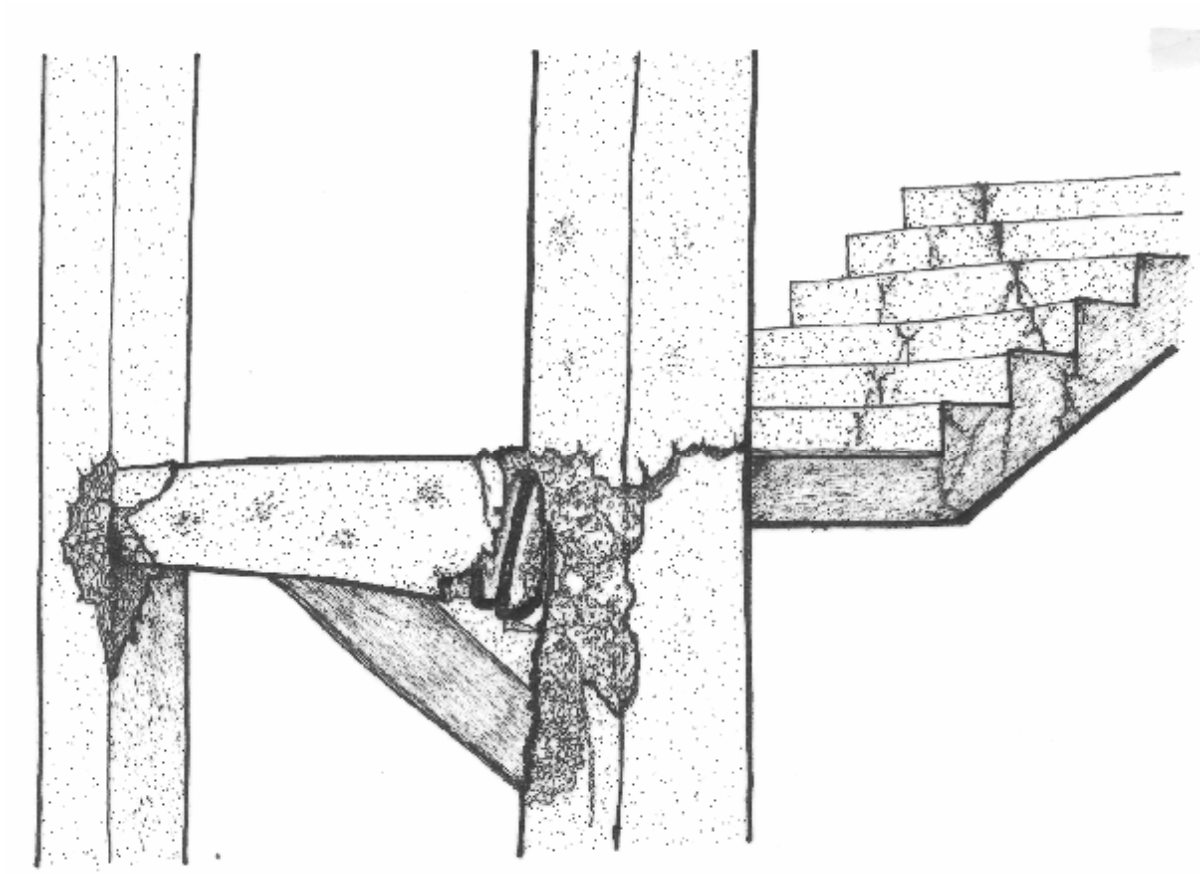
Esta falla consiste en que no hay ningún eslabonamiento entre los aceros de las vigas prefabricadas y del refuerzo superior, y una mala relación entre altura del alma y el ala (ver también párrafo 7.5). Otra falla consiste en no hacer vigas soportantes de suficiente altura y rigidez para apoyo de las vigas prefabricadas.



7.13 *Escaleras.*

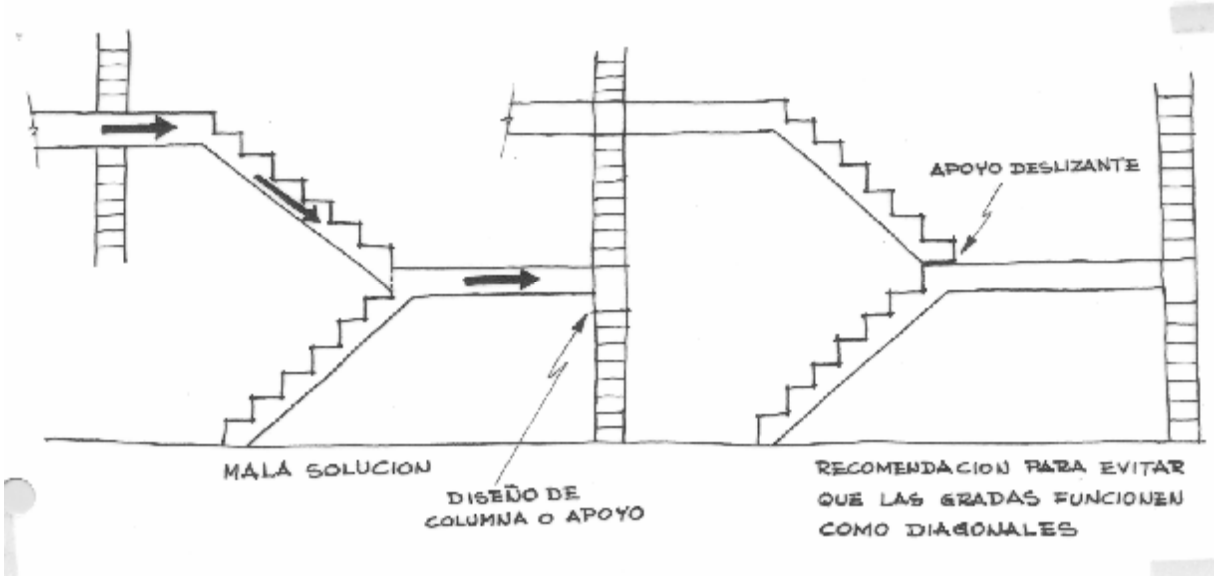
Las escaleras constituyen un caso particular de elementos no estructurales, que son afectados a causa de las vibraciones sísmicas. En algunos casos, estos daños no son importantes como para comprometer la estabilidad del edificio; pero, al convertirse las escaleras, durante un terremoto, en el único medio de salida, pueden tener consecuencias importantes.

Es práctica generalizada formar un elemento que durante un terremoto funciona como una diagonal, al apoyar una escalera en la losa y en una viga que une dos columnas estructurales soportantes de los pisos, como se indica en la figura.

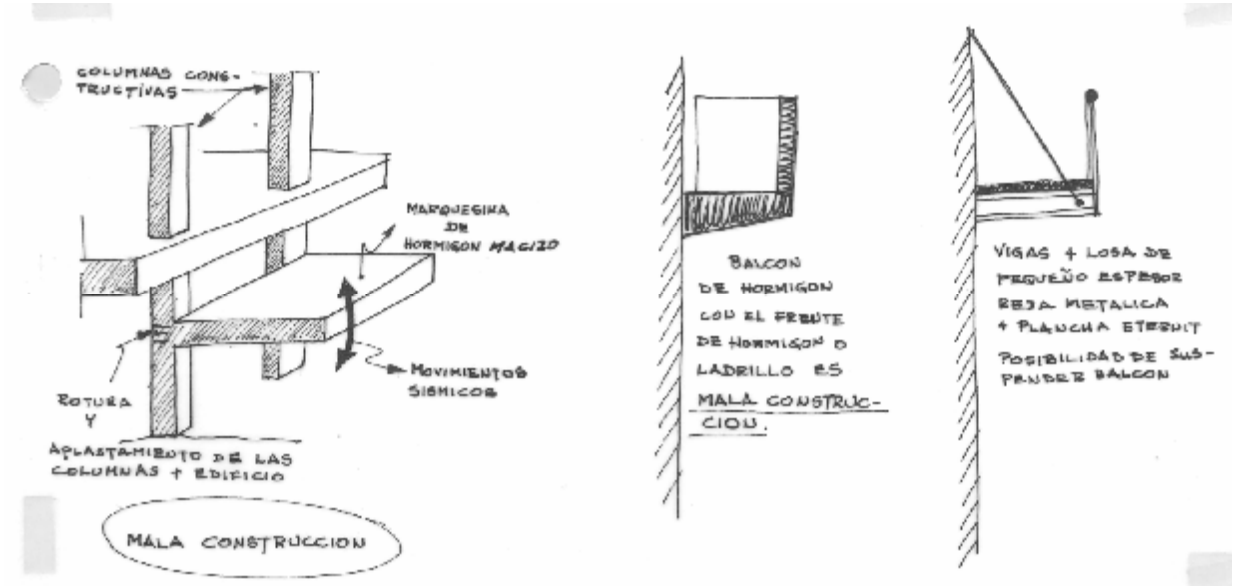


Daños en las columnas estructurales debido a la transmisión de fuerzas laterales a través de las gradas.

Estos daños se pueden evitar adicionando a estos sistemas constructivos un apoyo deslizante entre las escaleras y el descanso, como se ilustra en la figura siguiente.



Otros casos de elementos no estructurales, en los cuales no se tiene en cuenta que sus rigideces y resistencias a esfuerzo cortante pueden ser muy grandes, son las ornamentaciones arquitectónicas, tales como: marquesinas, cornisas, balcones, voladizos, protecciones contra el sol, etc. Estos elementos, si son necesarios, se deben construir con materiales ligeros o fijarlos de tal manera que no puedan dañar a los elementos constructivos estructurales.

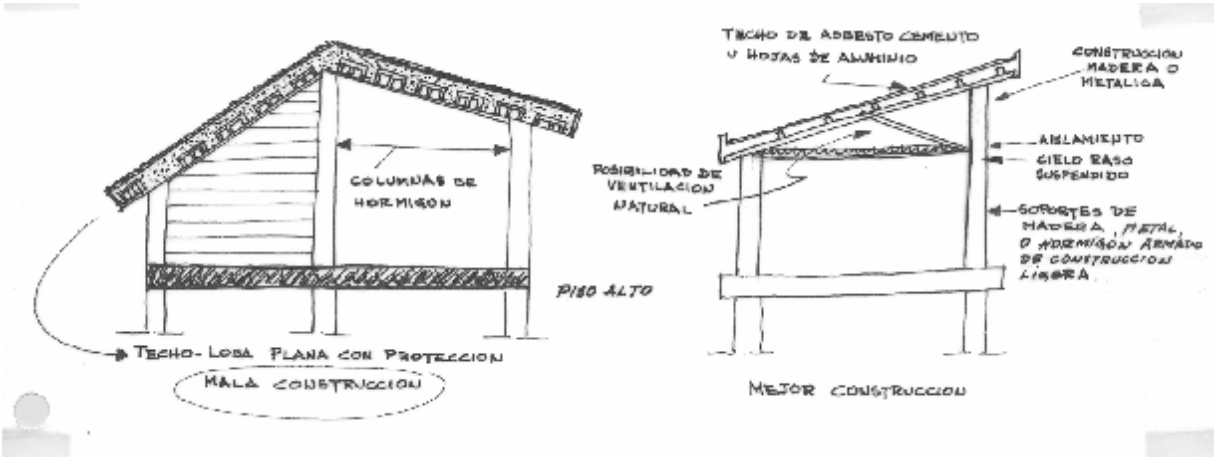


CAPITULO 8.

TECHOS

8.1 Las paredes del piso alto generalmente no soportan otras cargas que las del techo. Mientras más ligero es el techo, más ligera se puede hacer la construcción de las paredes o columnas del último piso, e inmediatamente, toda la construcción que está bajo el mismo.

Una losa plana de hormigón con bloques huecos constituye una de las peores construcciones imaginables para techos. Según las diversas condiciones climáticas de las regiones del país, un aislamiento o un espacio de ventilación bajo el techo es lo más apropiado. Otro problema de las losas exteriores de hormigón consiste en que estas necesitan una protección contra la calefacción directa del sol, por lo cual la protección aumenta nuevamente el peso de la construcción.

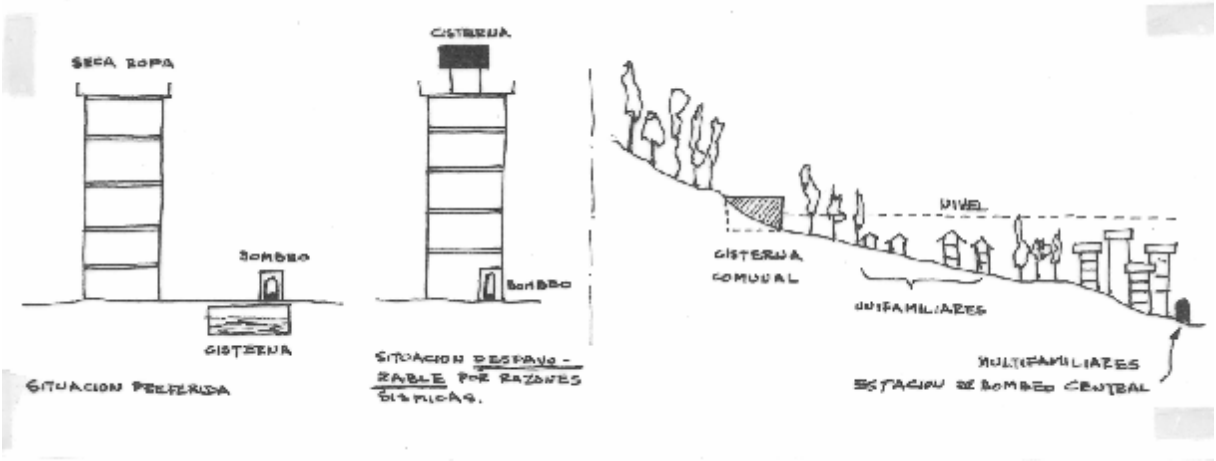


8.2 La colocación de tanques de agua sobre el techo es otro asunto importante.

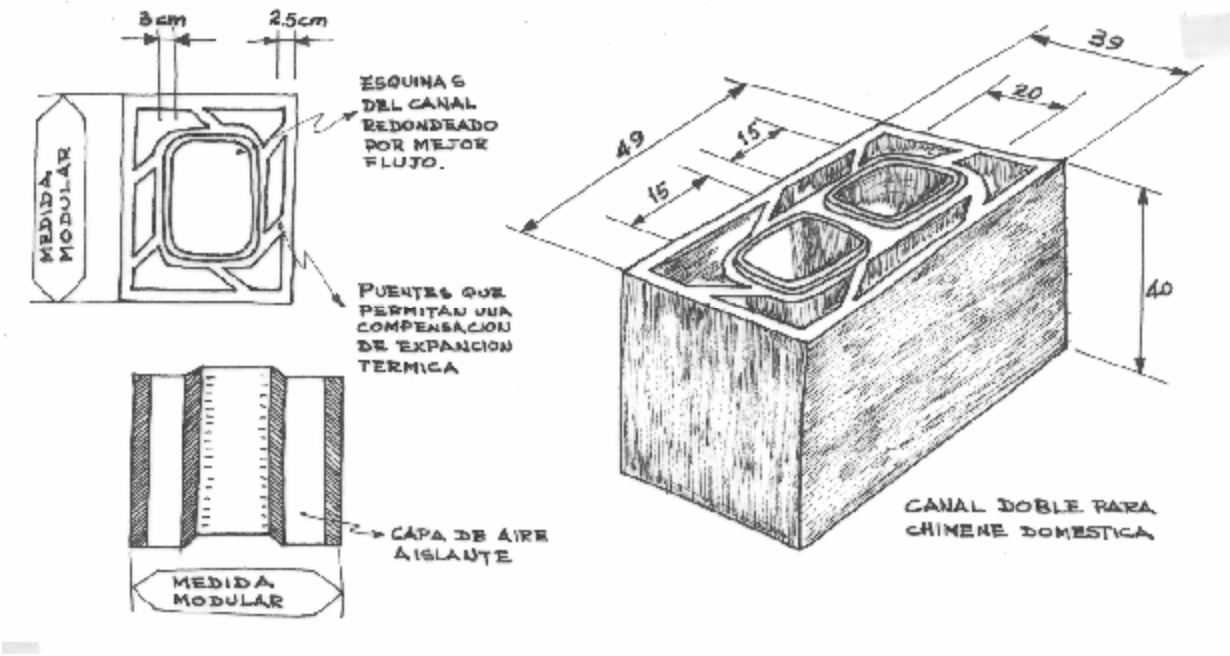
Cada m^3 de agua pesa una tonelada, más el peso de la cisterna misma.

Esto implica que una cisterna de 16 m^3 (2,5 x 2,5 x 2,5 m^3), sobre el techo de un edificio multifamiliar, pesa una 20 toneladas; por tanto, toda la construcción del edificio debe reforzarse, lo cual implica un gasto económico grande e innecesario, porque es indispensable, además, una bomba para hacer subir el agua.

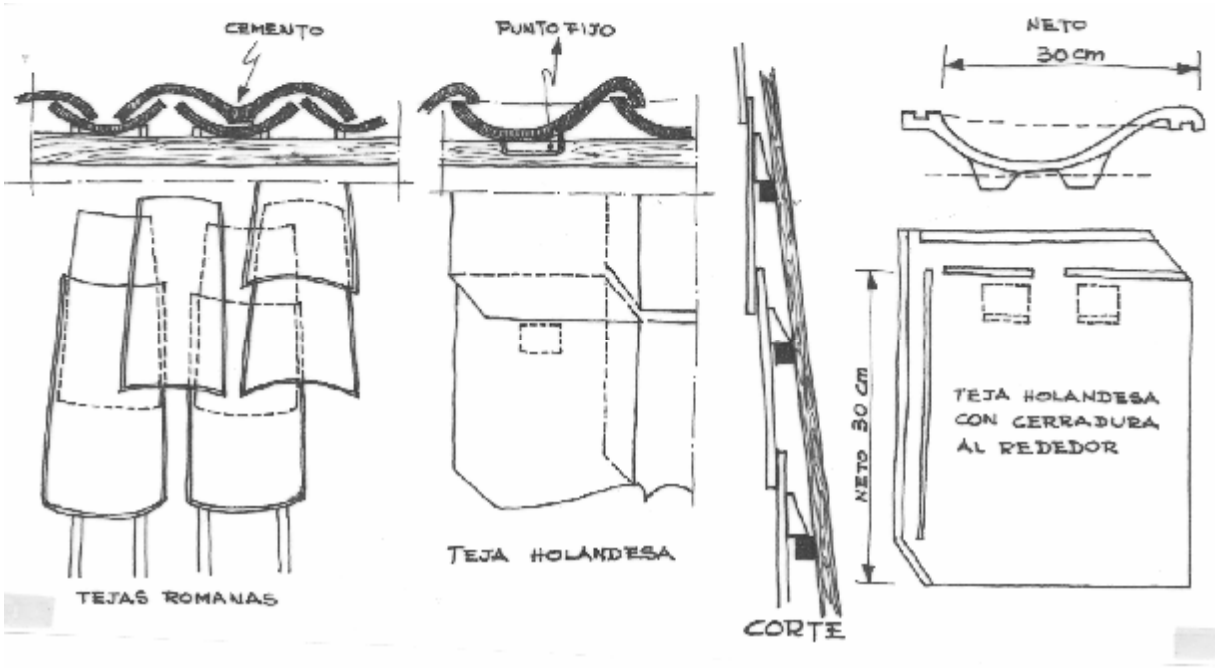
Cuando se trata de urbanizaciones con terreno pendiente, existen las posibilidades siguientes:



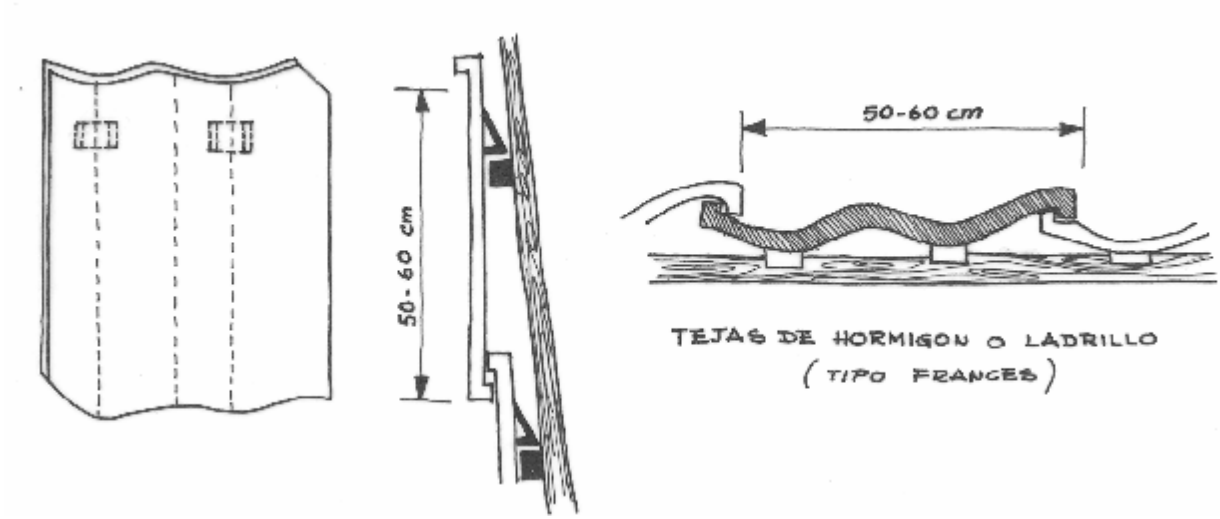
8.3 Las chimeneas construidas de material incombustible siempre causan problemas durante movimientos sísmicos, aunque se encuentren totalmente encerradas en la construcción. Por consiguiente, para evitar el problema de la caída de las chimeneas, es necesario desarrollar elementos de chimenea más ligeros.



8.4 Las tejas antiguas o tejas romanas también son de construcción pesada, porque se utilizan en doble capa para asegurar un techo impermeable. Un mejor tipo de teja puede disminuir la carga muerta del techo en un 50%, lo cual influye directamente en la construcción soportante y en las armaduras.



Para conservar el aspecto de tejas, estas pueden fabricarse de asbesto cemento o de hormigón armado. Las tejas de hormigón armado tienen una malla de metal adentro. Estas últimas no son influenciadas por tensiones debidas a los cambios de temperatura, debido al pequeño tamaño de los elementos.



CAPITULO 9.

HORMIGON LIGERO

A fin de disminuir la masa de la construcción, es preferible usar varios tipos de hormigón ligero. La arcilla expandida es el mejor material como agregado para hormigón ligero, por cuanto sus características de resistencia y menor porosidad son mejores que la piedra pómez.

Como en el Ecuador se encuentran arcillas de buena calidad, se recomienda el empleo de este agregado tanto en la costa como en la sierra.

La resistencia de la arcilla expandida fraguada en temperaturas normales, es aproximadamente la siguiente:

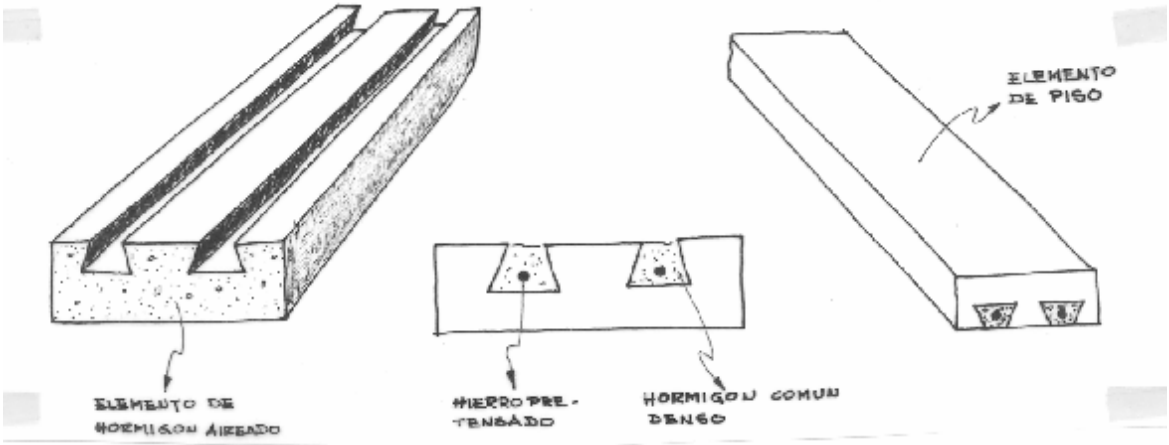
Densidad kg/m^3	Resistencia 7 días kg/cm^2	Resistencia 28 días kg/cm^2	Valor conductividad térmica Kcal/m.h.°C
720	40	70	0,17
960	50	90	0,25
1200	60	120	0,30
1 700	100	240	0,60

Otro tipo de hormigón ligero es el hormigón aireado, en el cual se utiliza polvo de aluminio en un mortero de cemento.

Las características físicas de este hormigón aireado son las siguientes: (curados en autoclave).

Densidad kg/m^3	Resistencia kg/crn^2	Valor conductividad Kcal/m.h. °C
650	35 – 40	0,15
500	25	0,12
350	10	0,10

Con relación a la necesidad de proteger el acero de refuerzo o de aumentar el espesor de protección, se pueden colocar los hierros en un núcleo de hormigón común. Este sistema se ha aplicado en los de Ytong y Siporex (hormigón aireado).



Mediante este sistema, se pueden colocar hierros de refuerzo para producir elementos de piso pretensados.

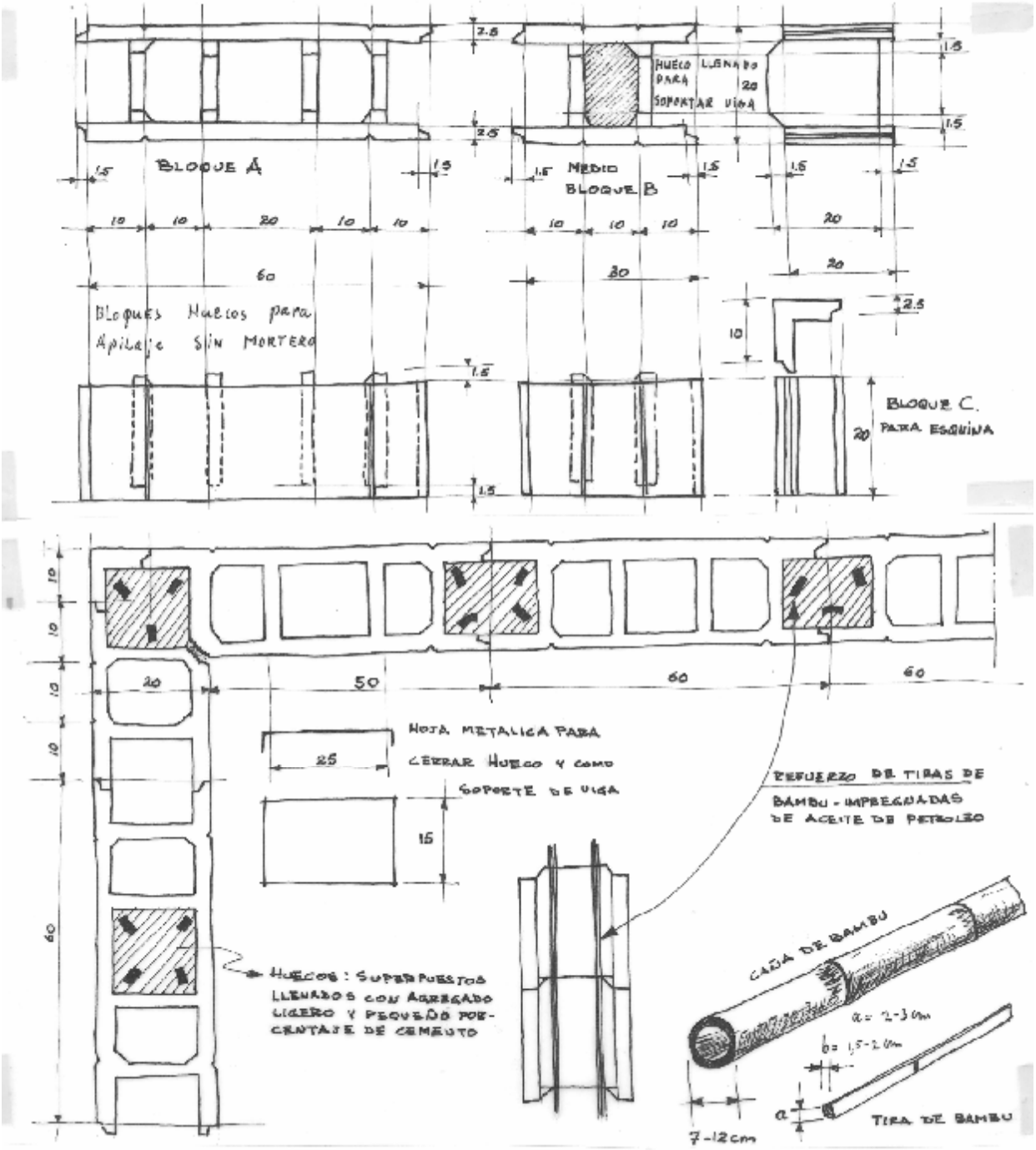
Gracias al peso reducido del hormigón aireado (400-700 kg/m^3), es posible usarlo en el sistema de construcción de montaje ligero. Este sería un motivo más para una mejor prefabricación de elementos constructivos.

CAPITULO 10.

EL USO DEL BAMBU

El bambú o caña de guadúa es, por sus características físicas de resistencia y de peso, un excelente material para construcciones sismorresistentes

En algunos casos, el acero de refuerzo puede reemplazarse por tiras de bambú. En las construcciones con bloques huecos, se pueden colocar las tiras de bambú vertical y horizontalmente dentro de los bloques, con el fin de constituir un conjunto resistente a fuerzas de tracción.



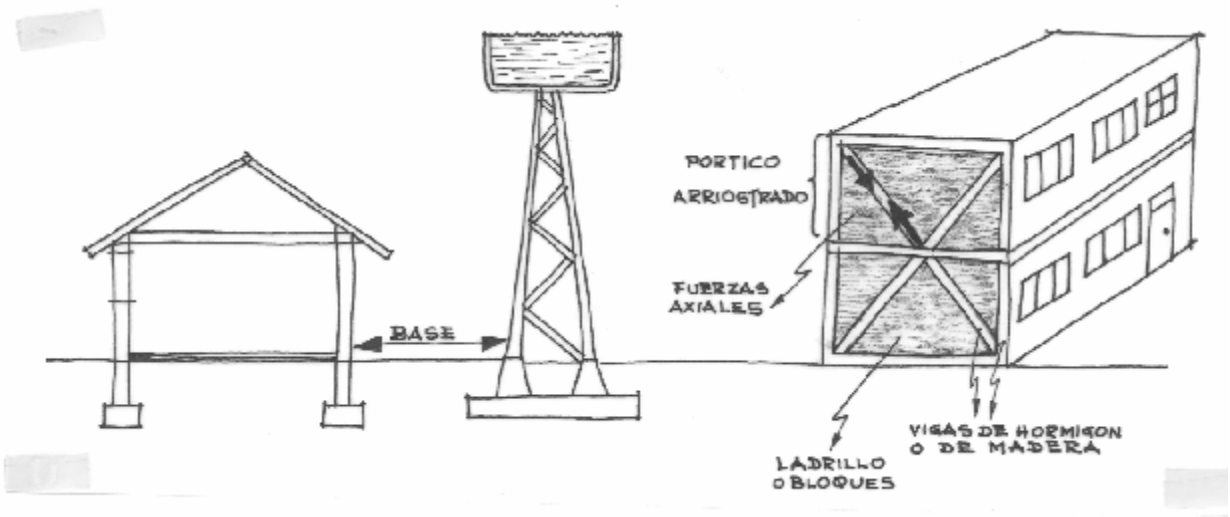
Para la aplicación se da más información en el documento respectivo del INEN sobre el uso del bambú o caña guadúa en la construcción.

ANEXO I

DEFINICIONES

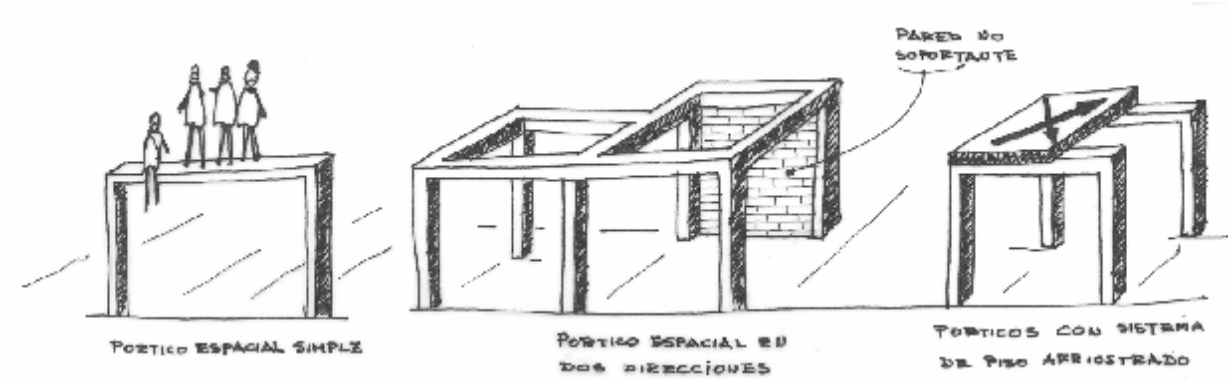
(I.CEC 1.1 - 12.2)

Base. Es el nivelen el cual se considera que los movimientos sísmicos se imparten ala estructura, o el nivel en el cual la estructura se apoya como un vibrador dinámico.



Pórtico arriostrado. Es un sistema de armadura, o su equivalente, que está previsto para resistir las fuerzas laterales en el sistema aporticado y en el cual los elementos están sujetos principalmente a esfuerzos axiales.

Pórtico espacial. Es un sistema estructural tridimensional sin muros de apoyo, compuesto de miembros interconectados y apoyados lateralmente, de modo que funcionen como una unidad propia completa, con o sin ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de pisos arriostrados.

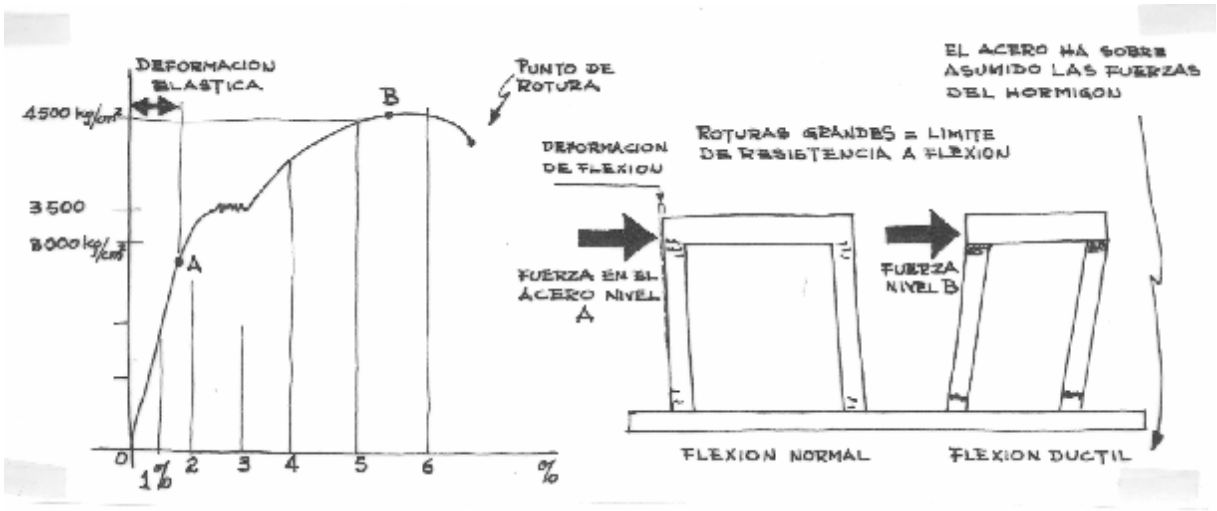


Pórtico espacial resistente a flexión. Es un pórtico espacial resistente a cargas en que los miembros y las uniones tienen capacidad para resistir principalmente las fuerzas por flexión.

Estas construcciones son resistentes a flexión hasta la deformación elástica máxima (dibujo párrafo 4.3). Superado este punto elástico máximo, se derrumba generalmente la construcción.

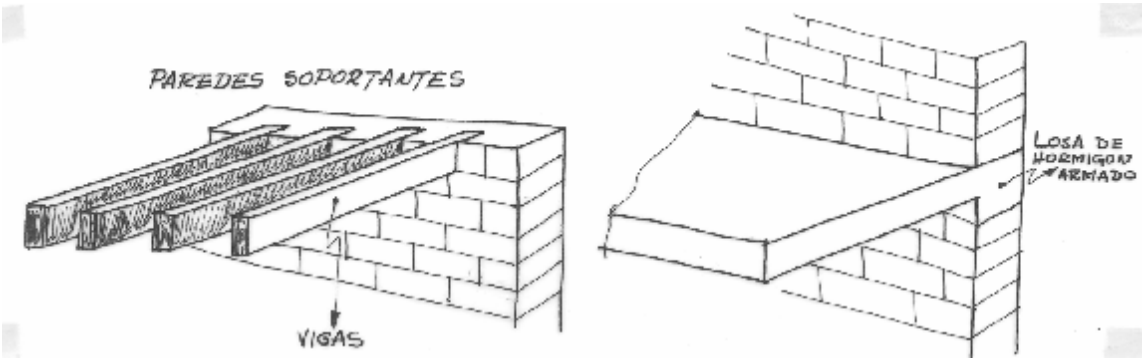
Pórtico espacial resistente a flexión dúctil. Es un pórtico espacial resistente a flexión, construido de hormigón armado o de acero, el cual continúa resistiendo después de haber superado la deformación elástica, debido a una construcción espacial.

La construcción dúctil se basa en el hecho de que el acero continúa resistiendo grandes fuerzas, cuando se ha sobrepasado el límite de elasticidad.



Diafragma. Es un muro diseñado para resistir las fuerzas laterales paralelas al mismo (fuerzas horizontales en el plano de la pared)

Paredes soportantes. Son las paredes que soportan las cargas verticales de la construcción superior, en toda su longitud. No es posible eliminar estas paredes sin causar daño a toda la construcción.



Carga muerta (W). Es la carga vertical debida al peso de todos los componentes estructura*les* y no estructurales permanentes de un edificio, tales como: paredes, pisos, techos y equipo fijo de servicios.

Los tabiques divisorios permanentes, que son desmontables, son considerados como parte de la carga muerta. Las cargas sísmicas se calculan sobre el valor de las cargas muertas de una construcción. Para almacenes y depósitos (mercados permanentes), la carga muerta es aumentada con un 25^0/o de la carga viva.

Carga viva. Es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio sin incluir la carga debida al viento, la carga por movimientos sísmicos o la carga muerta. En el caso de almacenes, depósitos y mercados, un 25^0/o de la carga viva es tomada en cuenta para el cálculo de cargas sísmicas.

Sistema de caja. Es un sistema estructural sin una construcción espacial completa para soportar las cargas verticales. En este sistema, la fuerza lateral requerida está resistida por muros de diafragma. El sistema de caja es un sistema compuesto de armaduras para soportar cargas verticales, paredes soportantes y, posiblemente, otros muros de diafragma con rigidez lateral.

La estructura puede tener algunas columnas, pero, generalmente, las columnas unidas a las paredes soportantes y a los diafragmas constituyen el sistema soportante.

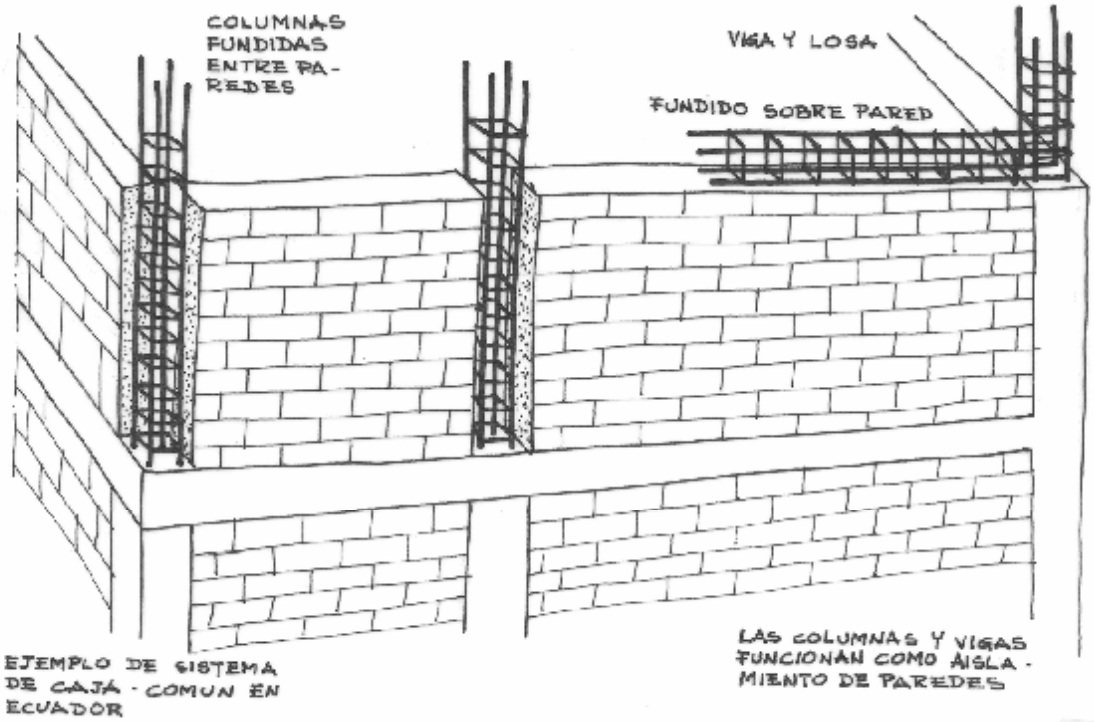
El sistema de caja está caracterizado por los aspectos siguientes:

1) Sistema espacial soportante incompleto.

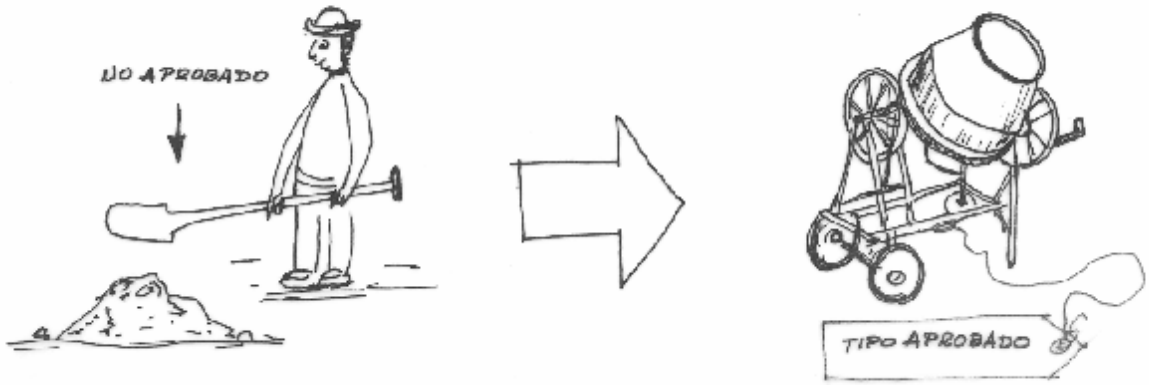
2) Paredes soportantes que resisten la mayor parte de las cargas verticales.

3) Diafragmas o diagonales que resisten las fuerzas laterales.

4) Sistema horizontal de distribución de fuerzas sísmicas laterales, consistente en diafragmas o armaduras arriostradas.



LA MEZCLA DEBERA HACERSE EN UN MEZCLADOR DE TIPO APROBADO (CEC II 5.2.2.)



ANEXO II

PESOS DE CONSTRUCCIONES COMUNES (CARGAS MUERTAS)

Descripción construcción		Peso kg/m^2
Pared de ladrillos huecos + enlucido	7 cm	120
	10 cm	170
	15 cm	250
	20 cm	350
Pared de ladrillos macizos + enlucido	7 cm	90
	10 cm	120
	15 cm	180
	20 cm	240
Pared de bloques huecos + enlucido (hormigón	10 cm	90
o arcilla prensada)	15 cm	130
	20 cm	180
	25 cm	220
Pared de hormigón armado	15 cm	360
	20 cm	480
	25 cm	600
Pared de adobe	30 cm	550
	60 cm	1100
	90 cm	1600
Pared de bambú	1 cm	8
Pared de madera	3 cm	20
Pared de madera + columnas	5 cm	35
Piso-vigas madera + tablones de 2 cm		40
idem con cielo raso y con enlucido		60
Piso de hormigón con bloques ligeros de 20 cm		450
Piso de vigas de hormigón prefabricado y blo-		425
ques huecos ligeros con contrapiso		
Piso de hormigón hecho con casetas, con un		400
espesor total de 20 cm		
Techo de asbesto cemento, incluyendo las		25
vigas Techo de tejas romanas, incluyendo las		130
vigas Techo con tejas holandesas, incluyendo		80
las vigas		
Techo de madera con acabados de cemento		250

DENSIDADES DE MATERIALES PRINCIPALES DE CONSTRUCCION

Material	Densidad en kg/m^3 o gr/dm^3
Agua	1 000
Aluminio	2 800
Hierro-Acero	7 800
Piedra densa - granito - basalto	3 000 - 3 100
Piedra aglomerados - mármol	2 700
Piedra volcánica - pómez	500 - 900
Hormigón ligero	600 - 1 000
Arena seca	1 400
Arcilla - tierra adobe	1 800
Arcilla expandida	550 - 800
Hormigón aireado	300 - 650
Hormigón con piedra pómez	1 000 - 1 200
Ladrillos macizos	1 600
Ladrillos con huecos	1 000 - 1 300
Baldosas - azulejos - tejas	1 800 – 2 000
Bloques de hormigón	1 800
Bloques huecos comunes (arcilla prensada u hormigón)	800 - 1 000
Bloques ligeros huecos	500 - 700
Hormigón armado	2 400
Cemento polvo	3 200
Cal	800
Asbesto cemento	2 600
Vidrio	2 500
Bitumen	1 200
Plástico PVC	1 200
Madera clara	750 - 800
Madera común blanda	600 - 700
Contrachapada	700
Bambú - cañá guadúa	800
Corcho	100 - 200
Lana mineral	35 - 200
Espuma sintética	20 - 100

ANEXO III

PROTECCION DE HORMIGON PARA EL REFUERZO

(II.CEC 7.14)

Debe proporcionarse un recubrimiento mínimo de hormigón a las varillas de refuerzo, cables para preesfuerzo o ductos. Para paquetes de varillas, el recubrimiento mínimo será igual al diámetro equivalente del paquete, pero no mayor de 5 cm, o el mínimo tabulado, el que sea mayor.

a) Hormigón fundido en el lugar (no preesforzado).

Fundido en contacto con terreno y permanentemente expuesto.

Expuesto al terreno o a la intemperie:

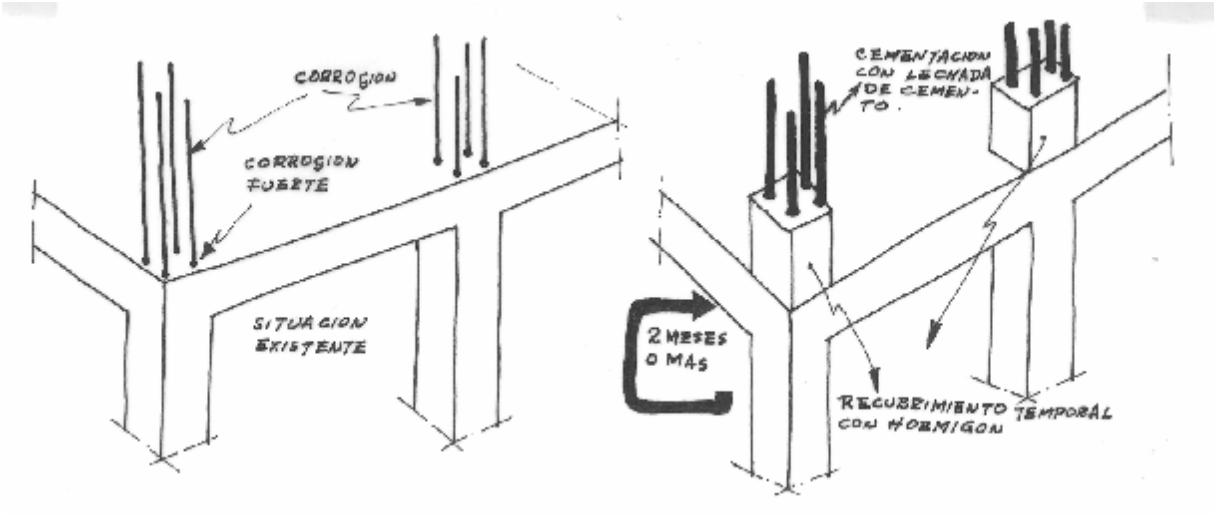
Varillas de 18 a 32 mm	5 cm
Varillas, alambre de 16 mm y menores	4 cm
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el terreno: Losas, muros, viguetas	
Varillas de 32 mm y menores	2 cm
Vigas, nervaduras, columnas	
Refuerzo principal, estribos o espirales	4 cm
Cascarones y placas plegadas	
Varillas de 16 mm y mayores	2 cm
Varillas de 14 mm, alambre de 16 mm y menores	1,5 cm

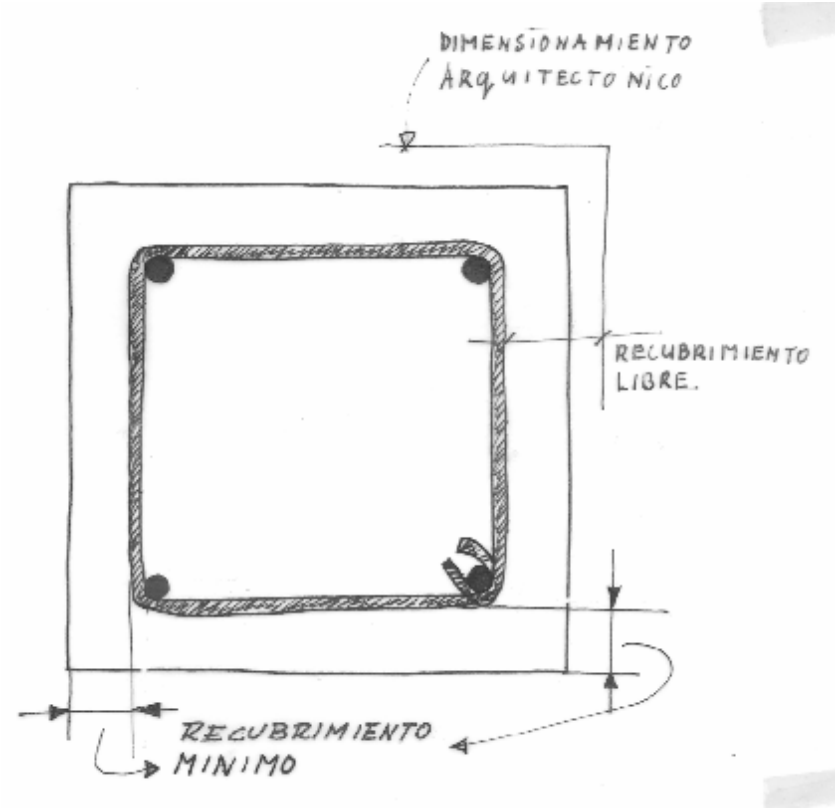
Cuando se utilicen agregados porosos, se aumenta el mínimo espesor de recubrimiento en 1,5 cm.

Para el recubrimiento mínimo en construcción de hormigón prefabricado o fabricado bajo las condiciones de control en planta, se deben consultar las especificaciones del párrafo 7.14 de la parte II del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Las varillas de hormigón que permanecerán expuestas por más de 2 meses deben ser protegidas con una lechada de cemento, para evitar corrosiones excesivas. Esto se aplica especialmente para las varillas chicotes (las longitudes de traslapo) que sobresalen de los techos, con el objeto de aprovechar el anclaje para un próximo piso.

Esta capa protectora de lechada de cemento puede desprenderse ante posibles torceduras accidentales de las varillas que sobresalen; por esta razón, se recomienda construir un dado protector temporal de hormigón, como se indica en la figura.





ANEXO IV

A diferencia de la Tabla I CEC 2.2 del Código, se han modificado los siguientes valores para esta Tabla de la Guía.

Categoría		Código	Guía
II	Hospitales	200	250
	Escuelas	200	250
IV	talleres, fábricas, bodegas	300-500	400
VI	Restaurantes	- -	400
	Iglesias	- -	400
	salas de educación física	- -	400
VII	tribunas con sillas fijas	200	400
	bibliotecas sala de lectura	240	400
	biblioteca sala de libros	500	400
VIII	Tribunas sin sillas fijas	400	500

a) Las cargas indicadas por viviendas y oficinas no han cambiado, cuyas categorías representan el 90% de toda la superficie construida.

Cuando se aplique el Código se reducirá la carga viva, según el párrafo I.CEC 6.2, para grandes superficies de pisos.

En casi todas las normas europeas la carga viva uniforme es de 150 kg/m^2, pero no se dan reducciones para superficies grandes. En la Tabla del Código no se especifican las cargas para viviendas particulares, pero se considera que las escaleras pueden sufrir cargas uniformes mayores en caso de pánico. Además, se ha especificado en esta Guía una carga concentrada para pisos destinados a viviendas, que tiene su aplicación sólo para pequeñas superficies, especialmente de extra seguridad para escaleras, etc.

b) En la Categoría II se han unificado construcciones de carácter público y uniformado las cargas iguales y concentradas.

Generalmente en el tiempo de existencia de una construcción pública, la cual es de 50 - 200 años, el destino del uso del edificio puede cambiar totalmente. Por esta razón, no es muy lógico hacer una distinción entre oficinas y escuelas, por ejemplo. Además, la carga uniforme de 200 kg/m^2 por escuelas es el valor mínimo de todas las normas mínimas, y parece justo aumentar este un poco más, si consideramos que muchos países tienen como mínimo 300 kg/m^2.

Como las salas de escuelas siempre son de tamaño grande, están sujetas a las reducciones previstas en el Código.

c) La tendencia a uniformar las cargas se aplica también para las categorías IV, VI y VII en lugar del Código. Especialmente para el Ecuador, el espacio destinado a garajes muchas veces es usado para otros tipos de actividades.

El cambio en cuanto al uso y a las instalaciones en las fábricas, durante el tiempo de existencia del edificio, siempre es importante y, de todos modos, se debe calcular para construcciones, específicamente, de fábricas y talleres de industria pesada.

Tampoco una carga concentrada de 1 000 ó 2 000 kg puede satisfacer los requisitos especiales de una industria grande o una imprenta; siendo necesario hacer cálculos especiales.

d) Las cargas para las tribunas, en general, como se indica en el Código, parecen insuficientes, si se considera que son iguales a las de las salas de reunión, etc. Especialmente las tribunas sin sillas fijas están sujetas a grandes cargas de impacto, debido al público que salta en forma uniforme sobre ellas.

Las cargas vivas están sujetas a coeficientes de cálculo y de seguridad, los cuales se basan en la buena experiencia durante mucho tiempo. Las cargas vivas mínimas y los coeficientes mencionados son aplicables cuando se cumplen todos los requisitos del Código; pero cuando, por alguna razón, no se puede controlar la calidad de los materiales o de la ejecución de la obra, se debe aumentar el factor de seguridad en el cálculo, de acuerdo al riesgo adicional.

BIBLIOGRAFIA

1. Engineering aspects of the 1971 San Fernando earthquake. U.S. Department of Comerce. National Bureau of Standards. Building science series 40.

2. Memoria de investigación de algunos problemas técnicos y constructivos encontrados en los edificios más afectados por el sismo ocurrido en la ciudad de Esmeraldas el 9 de Abril de 1976. Ing. Arq. Sjoerd Nienhuys, Ing. Carlos Naranjo C. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito, 1976.

3. Building performance in the 1972 Managua Earthquake. U.S. Department of Commerce National Bureau of Standards. NBS Technical Note 807.

4. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-71); y comentarios.

5. Code of practice for the structural use of concrete. Parts 1, 2 and 3. British Standards Institution. Londres, 1972.

6. Code of practice for plain and reinforced concrete. Indian Standards Institution. New Delhi, 1964.

7. Code of practice for earthquake resistant construction of buildings. Indian Standards Institution. New Delhi, 1968.

8. Criteria for earthquake resistant design of structures. Indian Standards Institution. New Delhi, 19 71.

9. Recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee/Structural Engineers Association of California, 19 74.

10. Earthquake engineering. Robert L. Wiegel. Coordinating editor. Prentice Hall. Inc. 1970.

11. Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions. J. Blume, N. Newmark, L. Corning. Portland Cement Association, 1961.

12. Geología Elemental. James H. Zumberge C.E.C.S.A. 1974.

13. Concreto ligero - Andrew Short y William Kinniburgh. Editorial Limusa-Wiley S.A. 1967.

14. Hormigones ligeros armados. Weigler-Karl - Editorial Gustavo Gil¡. S.A. 1974.

15. Building, Siting and Construction of Low Cost Housing. 1974. Building Science Series 48. U.S. Dept. of Comerce. NBS.

16. Construcción económica resistente a sismos y huracanes, 1976. Naciones Unidas ST/ESA/23. New York.

17. Recomendaciones sobre el empleo de mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas, 1976. Roberto Meli-Oscar Hernández. Instituto de Ingeniería. México.

18. Cómo hacer una casa más segura, 19 76. Guatemala.

19. Masonry Engineering Hand book, 1976. Amrhein. Masonry Institute of America.

20. The Use of Bamboo and Reeds in building construction, 1972. United Nations ST/SOA/113. New York.